

COMPORTAMENTO DE TERRENOS ARGILOSOS EM PLATAFORMAS PORTUÁRIAS

MÁRIO AUGUSTO MAIA RIBEIRO SÁ DOMINGUES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor José Eduardo Tavares Quintanilha de Menezes

Coorientador: Professor António Manuel Barbot Campos e Matos

Coorientador: Professor Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto

ABRIL DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor José Eduardo Menezes, por ter aceite orientar esta dissertação após a necessidade inesperada de trocar de orientadores, apesar de não ser um tema proposto pelo mesmo, e por estar sempre disponível para tirar dúvidas.

Ao Professor António Campos e Matos, pelo acompanhamento dado ao longo deste longo processo, e por ter fornecido variadas sugestões em como tratar o tema.

Ao Professor Paulo Pinto, que sem a sua constante disponibilidade, ajuda, e paciência, a resolução deste trabalho não seria possível.

Aos colegas com quem me cruzei durante estes últimos anos, e que sempre me ajudaram quando foi preciso.

RESUMO

Com a evolução natural da sociedade ocorre também a expansão da mesma, e quando esta se trata de uma expansão física e geográfica, esta acaba por ocorrer para locais onde as características dos solos presentes não são as mais favoráveis, sendo preciso tomar medidas para o melhoramento dos mesmos. Com o decorrer do tempo, a capacidade destas infraestruturas, que aquando a sua construção eram mais do que suficiente, podem torna-se insuficientes. Se isto acontecer, torna-se necessário realizar a sua expansão, se for uma opção viável, e se esta for efetuada em terrenos idênticos também se torna necessário o seu melhoramento. Com a aplicação das medidas de melhoramento e a execução desta expansão, criam-se se deslocamentos verticais e horizontais no terreno onde se encontra a infraestrutura, previamente tratado.

O trabalho apresentado nesta dissertação aborda a influência que as medidas de melhoramento das condições de fundação para solos moles poderão ter num terreno vizinho, previamente tratado para o mesmo tipo de solos, de que forma é que esta influência se propaga e como evolui com o decorrer do tempo. Mais propriamente será analisado a obra de expansão do terminal sul do Terminal de Contentores de Leixões.

Com base nos dados recolhidos em prospeções geológico-geotécnicas realizadas em 1985 e 2008, foi elaborado um modelo representativo das características dos solos presentes no local da expansão, e foram também considerados diferentes casos representativos das possíveis soluções de melhoramento das condições de fundação. Consequentemente este modelo e os diferentes casos possíveis foram analisados através da modelação pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o programa de cálculo *RS2*.

Os resultados obtidos para os diferentes casos da análise acima referida são comparados entre eles, de modo a compreender as vantagens de cada uma das medidas de melhoramento das condições de fundação.

PALAVRAS-CHAVE: consolidação, deslocamentos verticais, deslocamentos horizontais, drenos verticais, vibro-substituição, colunas de brita, Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

With the natural evolution of society there is also its own expansion, and when this expansion is a physical and a geographical one, it ends up occurring to places where the soil characteristics aren't the most favorable, being necessary to apply soil improvement measures. With the passage of time, the capacity of these infrastructures, which at the time of construction were more than enough, can become inadequate. If this happens, it becomes necessary to realize its expansion, if it's a viable option, and if this is made on identical terrain it also becomes necessary its own improvement. With the execution of the improvement measures and the expansion itself, vertical and horizontal displacements occur in the terrain where the infrastructure is located, which was previously improved.

The work presented in this dissertation addresses the influence that the improvement measures of the foundations conditions for soft soils could have in the nearby terrain, previously treated for the same type of soil, in what way this influence propagates and how it evolves with time. Specifically, it will be analyzed the expansion of the south terminal of the Leixões Container Terminal.

Based on data collected from a geological-geotechnical investigation performed in 2008, a representative model of the characteristics of the soil found at the expansion site, and a number of different cases representatives of the possible solutions of improvement of the foundations conditions were also considered. Consequently, this model and the different possible cases were analyzed by the modelling based on the Finite Element Method (FEM), using a numeric calculation program called *RS2*.

The data obtained from the analysis for the different cases mentioned above will be compared between them, to understand the advantages of each of the improvement measures of the foundations conditions.

KEYWORDS: consolidation, vertical displacements, horizontal displacements, vertical drains, vibro replacement, stone columns, Finite Element Method.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	vi

1. INTRODUÇÃO	1
----------------------------	---

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
---------------------------------------	---

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	3
--	---

2.2. ESTIMATIVA DE PARÂMETROS	3
--	---

2.2.1. ESTIMATIVA ATRAVÉS DE RESULTADOS DO SPT	3
--	---

2.2.2. ESTIMATIVA PARA ENSAIOS CPT E CPTu	4
---	---

2.2.2.1. Considerações gerais.....	4
------------------------------------	---

2.2.2.2. Abordagem Unificada de Tratamento de Ensaios CPT, CPTu e SCPTu	4
---	---

2.3. CONSOLIDAÇÃO DOS ESTRATOS DE ARGILA	4
---	---

2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	4
-----------------------------------	---

2.3.2. ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS POR CONSOLIDAÇÃO	4
---	---

2.3.3. TEORIA DE CONSOLIDAÇÃO DE TERZAGHI	5
---	---

2.4. DRENOS VERTICAIS	5
------------------------------------	---

2.4.1. MODELAÇÃO DOS DRENOS VERTICAIS	6
---	---

2.4.2. MÉTODO DA PERMEABILIDADE GLOBAL EQUIVALENTE SIMPLIFICADO.....	6
--	---

2.5. VIBRO-SUBSTITUIÇÃO/COLUNAS DE BRITA	6
---	---

2.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	6
-----------------------------------	---

2.5.2. BREVE EXPLICAÇÃO SOBRE AS COLUNAS DE BRITA E DE QUE MODO SÃO EXECUTADAS.....	7
---	---

2.5.3. DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA.....	7
--	---

2.5.3.1. Considerações gerais.....	7
------------------------------------	---

2.5.3.2. Determinação do fator de melhoramento básico – n_0	7
---	---

2.5.3.3. Considerando a compressibilidade das colunas.....	8
--	---

2.5.3.4. Consideração das tensões verticais	9
---	---

2.5.3.5. Controlo de compatibilidade.....	10
---	----

2.5.3.6. Resistência ao corte do solo melhorado	10
---	----

3. CASO DE OBRA	13
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	13
3.2. CONTEXTUALIZAÇÃO DO PORTO DE LEIXÕES	13
3.3. DETALHES DA EXPANSÃO	17
3.4. CARACTERIZAÇÃO DO TERRENO	18
3.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	18
3.4.2. PROSPEÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA REALIZADA EM 1985	18
3.4.3. PROSPEÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA REALIZADA EM 2008	20
3.5. CASOS A ANALISAR	24
3.6. ZONA E RESULTADOS A OBSERVAR	24
 4. MODELAÇÃO DO PROBLEMA NO RS2	 27
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	27
4.2. EXPLICAÇÃO DO FUNCIONAMENTO DO RS2	27
4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	27
4.2.2. DEFINIÇÕES DE PROJETO	27
4.2.3. ESTRUTURA DA MODELAÇÃO	28
4.2.3.1. Considerações gerais	28
4.2.3.2. <i>Geometry</i>	28
4.2.3.3. <i>Materials & Staging</i>	28
4.2.3.4. <i>Mesh</i>	29
4.2.3.5. <i>Support</i>	29
4.2.3.6. <i>Groundwater</i>	29
4.2.3.7. <i>Loads & Restraints</i>	29
4.2.4. <i>Compute</i>	30
4.2.5. <i>Interpret</i>	30
4.3. GEOMETRIA E CONDIÇÕES INICIAIS	30
4.4. ESTIMATIVA DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS POR CONSOLIDAÇÃO	31
4.5. PARÂMETROS	32
4.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	32
4.5.2. ATERRO	32
4.5.3. ALUVIÕES	33

4.5.4. GRANITO	34
4.5.5. TABELA RESUMO.....	34
4.6. MODELAÇÃO CASO A CASO	34
4.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	34
4.6.2. CASO 1: NENHUM MELHORAMENTO DO TERRENO	35
4.6.3. CASO 2: USO DE ATERROS DE PRÉ-CARGA E DRENOS VERTICAIS.....	36
4.6.4. CASO 3: EXECUÇÃO DE COLUNAS DE BRITA	38
 5. RESULTADOS OBTIDOS PELO MEF	 43
5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	43
5.2. ANÁLISE DE RESULTADOS	43
5.2.1. CASO 1 E CASO 2.....	43
5.2.1.1. Considerações gerais.....	43
5.2.1.2. Deslocamentos verticais – Caso 1 e 2.....	43
5.2.1.3. Deslocamentos horizontais – Caso 1 e 2.....	45
5.2.2. CASO 3	50
5.2.2.1. Considerações gerais.....	50
5.2.2.2. Deslocamentos verticais – Caso 3	50
5.2.2.3. Deslocamentos horizontais – Caso 3.....	52
5.2.3. COMPARAÇÃO DIRETA DOS 3 CASOS	54
5.3. MEDIDAS A TOMAR NO FUTURO	55
 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 57
6.1. CONCLUSÕES.....	57
6.2 TRABALHOS FUTUROS	57

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 3.1. – Distribuição da movimentação da mercadoria pelos portos de Portugal Continental no ano 2014.....	13
Fig. 3.2. – Distribuição da movimentação de carga contentorizada pelos portos de Portugal Continental no ano 2014.....	14
Fig. 3.3. – Distribuição da movimentação dos diferentes tipos de carga no Porto de Leixões no ano 2016.....	15
Fig. 3.4. – Evolução anual da movimentação de carga contentorizada no Porto de Leixões	16
Fig. 3.5. – Distribuição da movimentação de carga contentorizada nos diferentes locais possíveis para o Porto de Leixões no ano 2014	17
Fig. 3.6. – Planta de localização da prospeção geotécnica	18
Fig. 3.7. – Perfil transversal E-E'	20
Fig. 3.8. – Perfil transversal F-F'	21
Fig. 3.9. – Perfil transversal G-G'	21
Fig. 3.10. – Perfil transversal H-H'	22
Fig. 4.1. – Geometria do Modelo.....	31
Fig. 4.2. – Zonas usadas na estimativa dos deslocamentos verticais por consolidação.....	32
Fig. 4.3. – Primeira etapa do modelo para o caso 1	35
Fig. 4.4. – Segunda etapa do modelo para o caso 1	35
Fig. 4.5. – Terceira etapa e seguintes do modelo para o caso 1	36
Fig. 4.6. – Terceira etapa e seguintes do modelo para o caso 2.....	38
Fig. 4.7. – Terceira etapa e seguintes do modelo para o caso 2.....	42
Fig. 5.1. – Evolução do deslocamento vertical máximo ao longo do tempo para os casos 1 e 2	44
Fig. 5.2. – Deformada para o deslocamento vertical máximo para os casos 1 e 2	45
Fig. 5.3. – Evolução dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão para o caso 1	46
Fig. 5.4. – Evolução dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão para o caso 2	47
Fig. 5.5. – Deslocamentos totais observados no momento seguinte à aplicação da sobrecarga	48
Fig. 5.6. – Deslocamentos totais observados no fim do processo da consolidação	48
Fig. 5.7. – Evolução do deslocamento horizontal ao longo do tempo para os casos 1 e 2, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros	49
Fig. 5.8. – Evolução do deslocamento vertical máximo ao longo do tempo para o caso 3.....	51
Fig. 5.9. – Deformada para o deslocamento vertical máximo para o caso 3.....	51

Fig. 5.10. – Evolução dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão para o caso 3.....	52
Fig. 5.11. – Evolução dos deslocamentos horizontais ao longo do tempo para o caso 3, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros	53
Fig. 5.12. – Evolução do deslocamento vertical máximo ao longo do tempo para os casos 1, 2 e 3 ..	54
Fig. 5.13. – Evolução do deslocamento horizontal ao longo do tempo para os casos 1, 2 e 3, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros	55

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1. – Designação dos parâmetros de Priebe	7
Tabela 3.1. – Tabela resumo dos ensaios edométricos	23
Tabela 3.2. – Tabela resumo dos ensaios triaxiais	23
Tabela 4.1. – Cálculo da estimativa dos deslocamentos verticais por consolidação	32
Tabela 4.2. – Processo iterativo na estimativa de parâmetros pela Abordagem Unificada	33
Tabela 4.3. – Estimativa de parâmetros pela Abordagem Unificada	33
Tabela 4.4. – Parâmetros admitidos para cada solo	34
Tabela 4.5. – Dados do cálculo do k_{v_eq} para o uso de drenos verticais	36
Tabela 4.6. – Cálculo do t para um solo sem drenos	36
Tabela 4.7. – Determinação do t para um solo com drenos	37
Tabela 4.8. – Cálculo do k_{v_eq} para o uso de drenos verticais	37
Tabela 4.9. – Dimensões de uma célula na grelha de colunas de brita	39
Tabela 4.10. – Propriedades do material das colunas	39
Tabela 4.11. – Propriedades do solo	39
Tabela 4.12. – Determinação dos fatores de melhoramento n_0 e n_1	39
Tabela 4.13. – Determinação do fator de melhoramento n_2	40
Tabela 4.14. – Determinação dos parâmetros do conjunto solo/colunas de brita	40
Tabela 4.15. – Parâmetros usados no modelo	40
Tabela 4.16. – Dados do cálculo do k_{v_eq} para o uso de colunas de brita	41
Tabela 4.17. – Cálculo do t para um solo sem colunas de brita	41
Tabela 4.18. – Determinação do t para um solo com colunas de brita	41
Tabela 4.19. – Cálculo do k_{v_eq} para o uso de colunas de brita	41
Tabela 5.1. – Deslocamento vertical máximo para os casos 1 e 2	44
Tabela 5.2. – Deslocamento horizontal para os casos 1 e 2, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros	49
Tabela 5.3. – Deslocamento vertical máximo para o caso 3	50
Tabela 5.4. – Deslocamento horizontal para o caso 3, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros	53

1

INTRODUÇÃO

Com a evolução natural da sociedade, ocorre também a sua expansão, podendo esta ser social, política, e económica, sendo que a estas também se pode associar uma expansão física e geológica. Começou a haver a necessidade de expandir para locais que ou não eram acessíveis, ou não apresentavam as características geológicas necessárias para a implantação das infraestruturas pretendidas. Ora com o avançar do conhecimento técnico, este tipo de expansão começou a ser possível, sendo que hoje em dia não só se constrói em locais com fracas características geológicas, como é prática comum.

Por todas as costas presentes no mundo, existem várias estruturas que até às últimas décadas não seriam possíveis de construir. Um dos problemas comuns é a presença de solos moles, que com uma permeabilidade baixa, tornam a dissipação dos excessos de pressão neutra num processo lento, o que por sua vez prolonga as deformações associadas à construção das infraestruturas. Um destes casos em Portugal foi o Terminal de Contentores Sul do Porto de Leixões, sendo que na altura da sua construção foi necessário realizar vários estudos sobre a melhor maneira de construir esta estrutura. A conclusão a que se chegou foi a necessidade de acelerar o processo da consolidação através do uso de drenos verticais e aterros de pré-carga.

Um dos problemas que afeta o Porto de Leixões atualmente, e que também poderá afetar outros portos, é a falta de capacidade de movimentação de carga, mais especificamente de carga contentorizada, ou seja, carga em forma de contentores. Aquando a sua construção, os Terminais de Contentores Norte e Sul tinham mais do que a capacidade necessária para o movimento anual de carga contentorizada, mas o mesmo não acontece atualmente. Com o decorrer do tempo esta movimentação tem crescido constantemente, sendo que na última década esta sofreu um aumento ainda maior. Tendo estes dados em consideração, torna-se necessário expandir a sua capacidade, de modo a providenciar os serviços esperados. Uma possibilidade para esta expansão, devido a uma remodelação dos acessos ao porto, é a expansão do Terminal de Contentores Sul, o objeto de estudo desta dissertação. Como o terreno desta expansão tem características idênticas ao do terminal, torna-se também necessário executar algumas medidas de melhoramento das suas condições, de modo a tornar o terreno compatível com a construção pretendida. A questão a explorar nesta dissertação será de que forma é que estas medidas não só afetam a zona onde estão a ser aplicadas, como também a zona do terminal já construído, e de que forma é que podem mitigar os fenómenos apresentados.

A análise deste problema será feita através da criação de um modelo representativo das características geotécnicas e geológicas, através de dados recolhidos em prospeções geológicas-geotécnicas, providenciados pelo GEG. Esta será efetuada através da modelação pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o programa de cálculo numérico *RS2*, desenvolvido pela *Rocscience Inc.*.

O presente trabalho encontra-se dividido em 6 capítulos. O primeiro trata da introdução do objeto de estudo desta dissertação. No segundo capítulo é feita a revisão bibliográfica necessária para a compreensão do estudo apresentado. No terceiro capítulo é apresentado o caso de obra sobre a qual se vai fazer a análise, uma contextualização do Porto de Leixões, os detalhes da expansão do Terminal de Contentores Sul, uma caracterização do terreno em causa, que casos irão constituir a análise do problema, e quais as zonas e resultados serão importantes observar. No quarto capítulo é exposto o processo de modelação do problema, que inclui uma explicação do programa em uso, a modelação do perfil em estudo, a estimativa dos parâmetros utilizados, e uma explicação da modelação de cada um dos casos em análise. No quinto capítulo são apresentados os resultados obtidos, e a sua devida análise. Por fim, no sexto capítulo são apresentadas as conclusões a que se chegou com base nos resultados obtidos, e uma proposta de trabalhos futuros a desenvolver na consequência desta dissertação.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objetivo desta dissertação irá focar-se no comportamento de maciços argilosos, mais especificamente no processo de consolidação deste tipo de solos. Com isto em mente, apresentam-se de seguida vários dos conceitos utilizados na análise deste fenómeno, como também conceitos utilizados na análise de duas soluções de melhoramento de condição de fundação, o uso de aterros de pré-carga e drenos verticais, e a execução de colunas de brita. Ainda se faz uma pequena referência a diferentes estimativas de parâmetros através dos resultados de ensaios de campo, utilizadas no definir dos parâmetros dos solos presentes no problema.

2.2. ESTIMATIVA DE PARÂMETROS

2.2.1. ESTIMATIVA ATRAVÉS DE RESULTADOS DO SPT

O SPT, um dos ensaios mais usados no mundo, dado à sua simplicidade quando comparado com outro de tipos de ensaios de campo, consiste basicamente em cravar no fundo do furo de uma sondagem um amostrador, através de pancadas de um martelo que cai de uma altura de específica. Este ensaio é executado em duas fases, onde se crava 15 cm do amostrador na primeira, e 30 cm (dividido em duas subfases de 15 cm) na segunda. O número de pancadas nesta segunda fase, denominado de N , trata-se do resultado do ensaio.

Como durante a execução deste ensaio é provável a variação de certos aspetos consoante o país onde é realizado o ensaio, e a empresa que o realiza, será necessário efetuar uma correção dos resultados. Esta correção é feita tendo em conta o uso de diferentes equipamentos, que implica uma diferente energia transmitida ao amostrador, o comprimento deste, e o diâmetro do furo da sondagem. Para além desta correção também foi criado o conceito de resultado normalizado, denominado de N_1 , que será o resultado obtido para um dado sistema num dado solo, considerando uma tensão efetiva vertical de repouso igual a 1 atmosfera. De seguida apresenta-se a correlação entre este valor e o ângulo de resistência ao corte em areias de Hatanaka e Uchida (1996).

$$\varphi' = [15,4 \times (N_1)_{60}]^{0,5} + 20^\circ \quad (2.1)$$

Para estimar um módulo de deformabilidade com os resultados deste tipo de ensaio, uma outra correlação utilizada na realização desta dissertação foi a apresentada por Bowles (1995).

$$E = 0,32(N + 15) \quad (2.2)$$

2.2.2. ESTIMATIVA PARA ENSAIOS CPT E CPTu

2.2.2.1. Considerações gerais

Um outro tipo de ensaio de campo trata-se dos ensaios CPT e CPTu, que são atualmente um dos tipos de ensaio mais utilizados, sendo que ao contrário do SPT estes não permitem colher amostras. Estes consistem na cravação de uma ponteira de aço cônica através de um sistema hidráulico. Os resultados obtidos são a resistência de ponta, e a resistência lateral, sendo que para o CPTu também se consegue medir a pressão da água dos poros, devido à presença de um filtro anelar que transmite a pressão da água a um transdutor de pressão.

2.2.2.2. Abordagem Unificada de Tratamento de Ensaio CPT, CPTu e SCPTu

A abordagem unificada trata-se de uma metodologia proposta nos últimos anos por alguns autores, nomeadamente por Robertson (2009), que tem o objetivo de interpretar os resultados dos ensaios CPTu de modo a obter um zonamento do maciço em profundidade, consoante o comportamento mecânico expectável. Esta abordagem aparece na continuação do trabalho desenvolvido também por Robertson (1990), que consistiu no desenvolvimento de uma carta de classificação do tipo e comportamento do solo a partir do CPT ou do CPTu, sendo que, entretanto, também houve tipos de cartas desenvolvidas. Não irei desenvolver muito mais, pois este não se trata do foco desta dissertação, mas gostaria de a referir aqui esta abordagem, pois esta foi utilizada no determinar de um parâmetro de um dos solos presentes no problema, como se irá ver num capítulo futuro.

2.3. CONSOLIDAÇÃO DE ESTRATOS DE ARGILA

2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Como a consolidação encontra-se no centro do problema a analisar, é normal que vários dos conceitos desenvolvidos ao longo dos anos sejam utilizados na análise deste problema. Mas como a maior parte destes conceitos já são muito bem-sabidos e muito explorados, remete-se para outra bibliografia da especialidade para um apresentar mais completo, como por exemplo Fernandes (2006). De seguida irão ser mencionadas brevemente diferentes expressões e conceitos que foram utilizados no desenvolvimento desta dissertação.

2.3.2. ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS POR CONSOLIDAÇÃO

No que diz respeito à estimativa de deslocamentos verticais por consolidação é sabido que com recurso a ensaios edométricos é possível obter as curvas edométricas, e determinar diferentes parâmetros provenientes destas, como por exemplo o índice de compressibilidade e o índice de recompressibilidade, C_c e C_r respetivamente. Posto isto é possível considerar várias expressões para o cálculo dos deslocamentos verticais por consolidação, como por exemplo para a variação do índice de vazios associados a compressão e recompressão de um estrato de argila, e consequentemente expressões para a variação de espessura. Como neste caso assumiu-se um solo normalmente consolidado, a expressão a utilizar será a seguinte.

$$s_c = \frac{h_0}{1 + e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.3)$$

Consequentemente outras expressões que também podem ser desenvolvidas para o cálculo do módulo edométrico, e que também irão ser usadas no decurso desta dissertação são as seguintes.

$$E_{oed} = \frac{1}{m_v} \quad (2.4)$$

$$E_{oed} = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (2.5)$$

2.3.3. TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO DE TERZAGHI

Tal como para a estimativa dos deslocamentos verticais por consolidação, no que diz respeito à teoria da consolidação de Terzaghi simplesmente irão ser apresentadas as várias expressões que foram utilizadas no desenvolvimento desta dissertação.

Na dedução da equação de consolidação são obtidas várias expressões, sendo que foram utilizadas duas dela. Estas são a expressão do coeficiente de consolidação, c_v , e a expressão do fator tempo, T .

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (2.6)$$

$$T = \frac{c_v t}{H^2} \quad (2.7)$$

É de salientar que também foi dado uso às soluções numéricas da equação de consolidação de Terzaghi de Perloff (1975), apresentadas no quadro 4.4 de Fernandes (2006).

2.4. DRENOS VERTICAIS

Como nesta dissertação se irá tratar de uma solução de aceleração de consolidação, que consiste na aplicação de drenos verticais, também foram utilizadas várias expressões desenvolvidas na solução da equação de consolidação radial, tal como as apresentadas de seguida.

$$1 - \bar{U}(t) = [1 - \bar{U}_z(t)][1 - \bar{U}_r(t)] \quad (2.8)$$

$$\bar{U}_r = 1 - e^{\frac{-2T_r}{F(n)}} \quad (2.9)$$

$$T_r = \frac{c_h t}{R^2} \quad (2.10)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (2.11)$$

$$N = \frac{R}{r_w} \quad (2.12)$$

2.4.1. MODELAÇÃO DOS DRENOS VERTICAIS

A análise da consolidação com recurso a drenos verticais é um problema tridimensional, sendo que se está a efetuar uma análise em estado plano de deformação. Isto obriga a que seja necessário efetuar uma compatibilidade de algumas propriedades para se poder analisar devidamente o conjunto criado pelo solo e os drenos. Esta compatibilidade será cumprida recorrendo a um coeficiente de permeabilidade equivalente ao conjunto previamente referido, denominado de k_{v_eq} . Este coeficiente de permeabilidade será obtido através do método da permeabilidade global equivalente simplificado, que é explicado no ponto seguinte.

2.4.2. MÉTODO DA PERMEABILIDADE GLOBAL EQUIVALENTE SIMPLIFICADO

Este método consiste pegar na expressão (2.7), fixar o valor de T para um grau de consolidação pretendido, neste caso 90%, e o valor de t , para o qual também se obtém o grau de consolidação pretendido, obtendo facilmente um coeficiente de consolidação vertical equivalente, c_{v_eq} . A partir deste último valor, e recorrendo à expressão (2.6), consegue-se obter facilmente um valor para k_{v_eq} .

O valor de t mencionado anteriormente, para o qual se irá obter um grau de consolidação pretendido, é obtido através de um processo iterativo, para o qual inicialmente se estima um valor de t . Com este valor de t , obtém-se valores para T e T_r , através das expressões (2.7) e (2.10), respetivamente. Com esses valores obtém-se de seguida os valores de U_z e U_r , através das soluções numéricas da equação de consolidação de Terzaghi de Perloff (1975) e da expressão (2.9), respetivamente. Finalmente com estes dois últimos valores calcula-se o valor de U , utilizando a expressão (2.8). O valor final de t será aquele para o qual se obtém um valor de U mais perto do pretendido, neste caso 90%.

2.5. VIBRO-SUBSTITUIÇÃO/COLUNAS DE BRITA

2.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Um dos métodos de melhoramento de solos que irá ser aplicado ao problema em questão desta dissertação será a vibro-substituição, ou mais simplesmente, a execução de colunas de brita. De seguida irá ser apresentada uma explicação sobre no que é que estas consistem, e de que forma é que são dimensionadas.

2.5.2. BREVE EXPLICAÇÃO SOBRE AS COLUNAS DE BRITA E DE QUE MODO SÃO EXECUTADAS

A vibro-substituição ou a execução de colunas de brita consiste na aplicação de colunas de grande porte, constituídas por um material granular a grosseiro, prolongadas até à base do estrato do solo mole, com a intenção de melhorar as condições do solo onde estão a ser aplicadas. Esta aplicação é feita por meio de vibradores compactadores, e pode ser executada por duas vias: a via seca e a via húmida. Na primeira o vibrador é introduzido na camada a tratar, formando um furo cilíndrico, sendo que quando este atinge a base da camada a brita é introduzida a partir da superfície. À medida que o vibrador sobe, esta vai sendo compactada. Na segunda, a única diferença será no método da introdução da a brita. Em vez de ser introduzida a partir da superfície, esta é introduzida através de um tubo paralelo ao vibrador, o que permite que ela saia junto à extremidade do vibrador, na base do furo.

A presença destas colunas de brita irá causar um alívio das tensões verticais no solo mole, induzindo uma concentração das mesmas nas colunas, o que irá permitir reduzir os deslocamentos verticais por consolidação.

2.5.3. DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA

2.5.3.1. Considerações gerais

O dimensionamento das colunas de brita é feito tendo como base o método desenvolvido por Priebe (1995), que será apresentado nesta secção, e utiliza os parâmetros apresentados na tabela 2.1..

Tabela 2.1. – Designação dos parâmetros de Priebe

Parâmetro	Designação
A	área da grelha
c	coesão
d	profundidade do melhoramento
D	módulo edométrico
f_d	fator de profundidade
K	coeficiente de impulso em repouso
m	proporção da carga transmitida às colunas
n	fator de melhoramento
p	área de carregamento relativa à tensão transmitida à fundação
W	peso
ν	coeficiente de Poisson
φ	ângulo de resistência ao corte

2.5.3.2. Determinação do fator de melhoramento básico – n_0

O dimensionamento das colunas de brita trata-se por determinar um fator de melhoramento, que indica a que grau é que a execução das mesmas melhora o solo onde estão a ser introduzidas.

O primeiro destes fatores de melhoramento denomina-se de básico, e tem como pressuposto uma área de carga ilimitada numa grelha com um número de colunas ilimitado. Neste caso, uma célula com área A é considerada constituída por uma única coluna, com uma secção transversal de A_c , e o solo circundante.

Além disso, as seguintes condições são assumidas:

- A coluna é fundada numa camada rígida;
- O material da coluna é incompressível;
- O efeito do peso volúmico da coluna e do solo são negligenciados.

Assim, a coluna não poderá sofrer rotura pela base, e qualquer deslocamento vertical da área de carga resulta num abaulamento da coluna, que permanece constante em todo o seu comprimento.

A melhoria de um solo conseguido pela execução das colunas de brita é avaliada partindo do princípio de que as tensões de corte laterais se mobilizam desde o início, enquanto o solo reage elasticamente. Além disso, o solo da coluna é assumido como já tendo sido deslocado durante a sua instalação, de tal forma que o confinamento corresponde ao estado líquido, ou seja, o coeficiente de impulso é de $K = 1$. O resultado desta melhoria é expresso, tal como já foi dito anteriormente, como um fator de melhoramento básico n_0 .

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[\frac{1/2 + f(v_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(v_s, A_c/A)} - 1 \right] \quad (2.13)$$

$$f(v_s, A_c/A) = \frac{(1 - v_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2v_s + A_c/A} \quad (2.14)$$

$$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2) \quad (2.15)$$

Para $v_s = 1/3$,

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[\frac{5 - A_c/A}{4 \cdot K_{ac} \cdot (1 - A_c/A)} - 1 \right] \quad (2.16)$$

2.5.3.3. Considerando a compressibilidade das colunas

Quando se considera a compressibilidade do material das colunas poderá usar-se um fator de melhoramento reduzido n_1 , que resulta da fórmula desenvolvida para o n_0 , tendo em conta um aumento de $\Delta(A/A_c)$ para a razão de áreas A/A_c .

$$n_1 = 1 + \frac{\overline{A_c}}{A} \left[\frac{1/2 + f(v_s, \overline{A_c}/A)}{K_{ac} \cdot f(v_s, \overline{A_c}/A)} - 1 \right] \quad (2.17)$$

$$\frac{\overline{A_c}}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)} \quad (2.18)$$

$$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)_1} - 1 \quad (2.19)$$

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = -\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_0 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1}\right]^2 + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (n_0 - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}} \quad (2.20)$$

Onde $(A_c/A)_1$ é a razão de áreas para quando o n_0 corresponde à razão dos módulos edométricos das colunas e do solo, ou seja, $n_0 = D_c/D_s$.

2.5.3.4. Consideração das tensões verticais

Quando se considera o efeito das tensões verticais sobre as colunas de brita, é possível obter um maior fator de melhoramento, pois com o aumento destas tensões as colunas ficam suportadas melhor lateralmente, o que implica uma maior capacidade de suporte do solo. Este maior fator de melhoramento será denominado de fator de melhoramento final, n_2 , e será obtido multiplicando o fator de melhoramento n_1 por um fator de profundidade f_d .

$$n_2 = f_d \cdot n_1 \quad (2.21)$$

De seguida apresento as expressões de cálculo de f_d .

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c} - W_s/W_c}{K_{0c}} \cdot \frac{W_c}{p_c}} \quad (2.22)$$

$$W_c = \sum (\gamma_c \cdot \Delta d) \quad (2.23)$$

$$W_s = \sum (\gamma_s \cdot \Delta d) \quad (2.24)$$

$$K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c \quad (2.25)$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{1/2 + f(v_s, \overline{A_c/A})}{K_{ac} \cdot f(v_s, \overline{A_c/A})} \quad (2.26)$$

$$p_c = \frac{p}{\frac{\overline{A_c}}{A} + \frac{1 - \overline{A_c/A}}{p_c/p_s}} \quad (2.27)$$

2.5.3.5. Controlo de compatibilidade

Os passos singulares do dimensionamento das colunas não estão conectados matematicamente, e contêm várias simplificações e aproximações, sendo que por estas razões será necessário realizar controlo de compatibilidade. Deste modo, o primeiro controlo compatibilidade garante que o deslocamento vertical das colunas resultante da sua própria compressibilidade não seja superior ao deslocamento vertical do solo melhorado, ou seja, que o fator de profundidade não é superior ao deslocamento vertical do solo melhorado.

$$f_d \leq \frac{D_c/D_s}{p_c/p_s} \quad (2.28)$$

O segundo controlo de compatibilidade está relacionado com o valor máximo do fator de melhoramento, e é de certa forma parecido com o primeiro. Este garante que o deslocamento vertical das colunas resultante da sua própria compressibilidade não seja superior ao deslocamento vertical do solo envolvente resultante da sua própria compressibilidade.

$$n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{D_c}{D_s} - 1 \right) \quad (2.29)$$

2.5.3.6. Resistência ao corte do solo melhorado

O comportamento dos solos melhorados através de vibro-substituição ao corte é bastante favorável. Enquanto os elementos rígidos podem entrar em rotura de uma forma progressiva, as colunas têm uma capacidade de distribuição de esforço entre elas, quando são mobilizadas no extremo. Como por exemplo, um deslizamento de terra não irá ocorrer antes da mobilização total da capacidade de suporte do grupo de colunas instaladas. Isto implica que as colunas de brita recebem uma maior parcela da carga total m , que depende da razão A_c/A , e do coeficiente de melhoramento n .

$$m = (n - 1 + \overline{A_c/A})/n \quad (2.30)$$

Por simplificação, o dimensionamento recomendado não considera a diminuição do volume do solo circundante causada pelo abaulamento das colunas. Portanto, e particularmente quando a razão de áreas é elevada, o solo irá receber uma maior parcela da carga total do que a calculada. De modo a não sobrestimar a resistência ao corte das colunas quando se pondera as resistências dos dois solos, com

base na distribuição de carga nas colunas e no solo, a carga proporcional nas colunas terá que ser reduzida. Assim faz-se a seguinte aproximação:

$$m' = (n - 1)/n \quad (2.31)$$

De acordo com a proporcionalidade das cargas nas colunas e no solo, a resistência ao corte de atrito do sistema composto pode ser tomada como a seguinte média.

$$\tan \bar{\varphi} = m' \cdot \tan \varphi_c + (1 - m') \cdot \tan \varphi_s \quad (2.32)$$

A coesão do sistema composto irá depender proporcionalidade da área do solo.

$$c = (1 - \overline{A_c/A}) \cdot c_s \quad (2.33)$$

A instalação de colunas poderá criar danos à estrutura do solo difíceis de serem contabilizadas, pelo que por razões de segurança, parece ser conveniente considerar a coesão também proporcional à carga.

$$c' = (1 - m') \cdot c_s \quad (2.34)$$

O método de Priebe (1995) é mais extenso, sendo que também analisa por exemplo os deslocamentos verticais provocados em sapatas, e a sua capacidade de carga. Como estes não são fatores presentes no problema a analisar nesta dissertação, a apresentação do dimensionamento das colunas de brita termina por aqui.

3

CASO DE OBRA

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste terceiro capítulo, que diz respeito ao caso de obra, irá ser apresentado a contextualização do Porto de Leixões, justificando a necessidade da expansão do Terminal de Contentores Sul em estudo nesta dissertação, os detalhes dessa mesma expansão, a caracterização do seu terreno, a zona e os resultados a observar, e, por fim, os casos que irão ser tratados.

3.2. CONTEXTUALIZAÇÃO DO PORTO DE LEIXÕES

Antes de apresentar no que consiste a expansão do terminal sul, e de que forma é que esta é realizada, irão ser apresentados vários factos e estatísticas em relação ao Porto de Leixões que permitirão perceber melhor o contexto onde se encontra este porto.

O Porto de Leixões é o segundo maior porto artificial de Portugal, atrás do Porto de Sines, tornando-se na maior infraestrutura portuária da Região Norte de Portugal. Por esta razão esta infraestrutura torna-se num ponto fulcral da indústria do transporte, e consequentemente de muitas outras indústrias, dentro do país. De modo a demonstrar esta importância apresenta-se de seguida a figura 3.1., que consiste num gráfico circular com a informação da distribuição da movimentação de mercadoria pelos diferentes portos presentes em Portugal Continental no ano de 2014, APDL (2014).

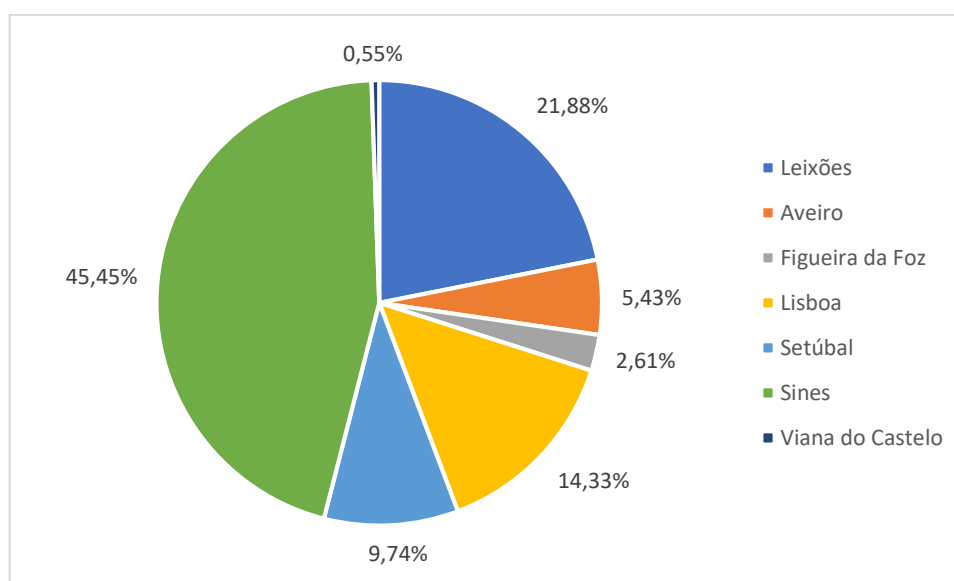


Fig. 3.1. – Distribuição da movimentação da mercadoria pelos portos de Portugal Continental no ano 2014

Tal como se pode observar na figura 3.1., o Porto de Leixões é segundo porto mais movimentado em Portugal Continental, e de longe o mais movimentado na Região Norte.

No contexto do caso a tratar nesta dissertação, a expansão do Terminal Sul de Contentores, apresenta-se de seguida na figura 3.2. a informação referente à movimentação de carga contentorizada, ou seja, carga em forma de contentores, pelos diferentes portos presentes em Portugal Continental no ano de 2014, APDL (2014).

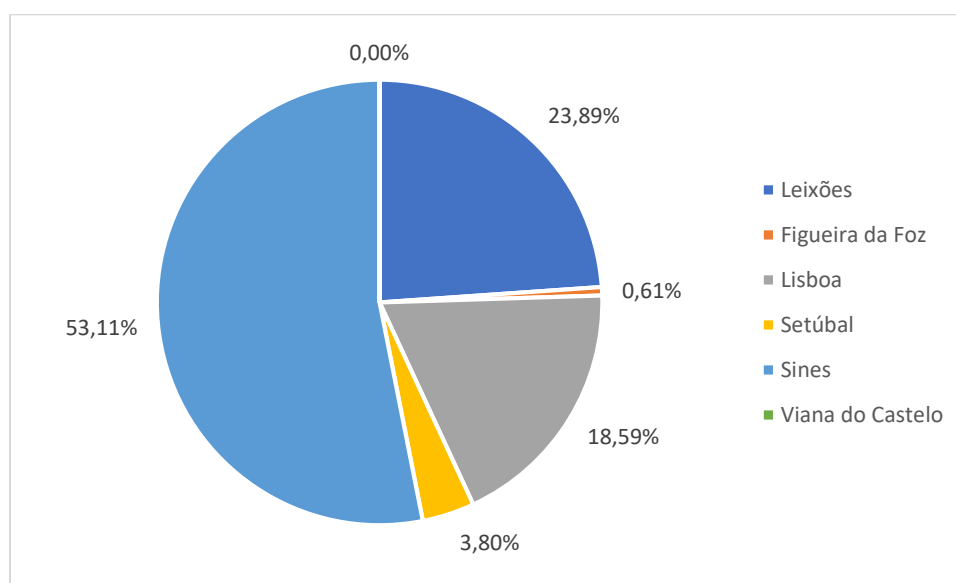


Fig. 3.2. – Distribuição da movimentação de carga contentorizada pelos portos de Portugal Continental no ano 2014

Pela figura 3.2., percebe-se que, apesar de não ser o porto com a maior movimentação de carga contentorizada no país, o Porto de Leixões ainda é responsável por uma grande parte, quase um quarto da movimentação presente.

De modo a demonstrar a importância deste tipo de carga no funcionamento do porto, apresenta-se de seguida a figura 3.3., que consiste num gráfico circular com distribuição dos diferentes tipos de carga, mais especificamente para o ano de 2016, APDL (2016).

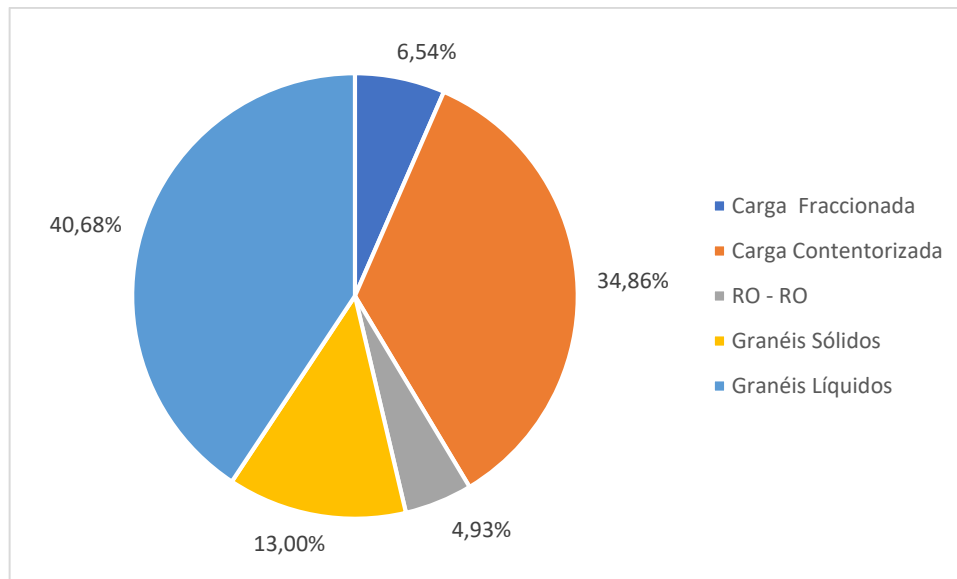


Fig. 3.3. – Distribuição da movimentação dos diferentes tipos de carga no Porto de Leixões no ano 2016

Tal como se pode observar na figura 3.3., a movimentação de carga contentorizada representa uma grande quantidade do movimento presente no porto, só sendo ultrapassada pelo tipo de carga granéis líquidos.

De modo a perceber-se melhor os diferentes tipos de carga presentes, estes irão ser explicados de seguida, com alguns exemplos possíveis para cada um dos tipos, denominados de grupos de mercadoria. A carga contentorizada trata-se de carga em forma de contentores, tal como foi dito anteriormente, e é o tipo de carga que apresenta uma maior variedade mercadoria, sendo que alguns exemplos deste tipo de carga são azulejos, mosaicos, bebidas, ferro/aço, têxteis, matérias plásticas, máquinas, papel e cartão. A carga fracionada trata-se de carga que não completaria um só veículo quando transportada sozinha, daí denominar-se fracionada. Alguns exemplos deste tipo de carga são automóveis, ferro/aço, e pedras de granito. Passando à carga RO-RO (Roll-On/Roll-Off), esta trata-se de carga que pode embarcar e desembarcar a rolar, sendo que alguns exemplos são alumínio, cobre, cortiça, matérias plásticas, e produtos químicos. Os tipos de carga granéis sólidos e líquidos são, tal como o nome indica, carga sólida e líquida a granel. Alguns exemplos da carga sólida são açúcar, estilha, milho, sucata, e trigo, enquanto alguns exemplos da carga líquida são gases liquefeitos, petróleo em bruto, e produtos refinados diversos.

Tendo a noção de que a carga contentorizada é das cargas mais movimentadas no Porto de Leixões, apresenta-se de seguida a figura 3.4., que consiste num gráfico representativo da evolução do número de contentores que se movimentaram pelo porto no decorrer do ano de 2016, APDL (2016). Também representado no gráfico encontra-se a capacidade de movimentação máxima conjunta dos terminais norte e sul, que é de 398800 contentores por ano, APDL (2016), e a capacidade de movimentação máxima total de contentores do porto, que tem em conta os dois terminais e cais convencionais, e é de 428800 contentores por ano. Visto que não existe informação específica para a capacidade de movimentação máxima para os cais convencionais, esta foi estimada através da movimentação de contentores presente nos últimos anos, sendo que o valor estimado é de 30000 contentores por ano.

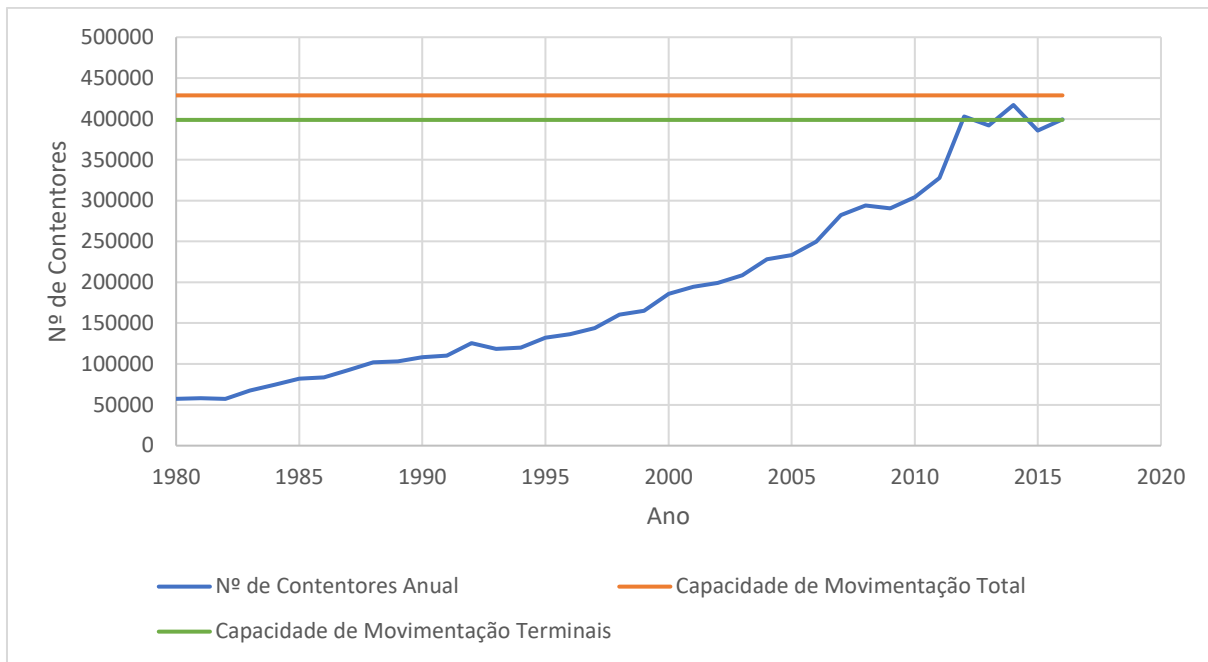


Fig. 3.4. – Evolução anual da movimentação de carga contentorizada no Porto de Leixões

Como se pode observar na figura 3.4., a evolução do número de contentores que se movimentam no Porto de Leixões tem tido um crescimento relativamente constante, sendo que nos últimos anos até tem ultrapassado a capacidade de movimentação máxima de ambos os terminais de contentores. Se esta evolução continuar, e o mais provável é que isso aconteça, justifica-se a necessidade de aumentar esta capacidade de movimentação máxima total.

Outros dados interessantes sobre a carga contentorizada no contexto do Porto de Leixões é a sua própria distribuição pelos diferentes locais possíveis. Já foi mencionado anteriormente os três locais possíveis para a movimentação da carga contentorizada, mas de uma forma sucinta estes são os terminais de contentores norte e sul, e os denominados cais convencionais. De forma a perceber como é que ocorre esta distribuição, apresenta-se de seguida a figura 3.5., que consiste num gráfico circular representativo da distribuição da carga contentorizada pelos três locais possíveis, para o ano de 2014, APDL (2014).

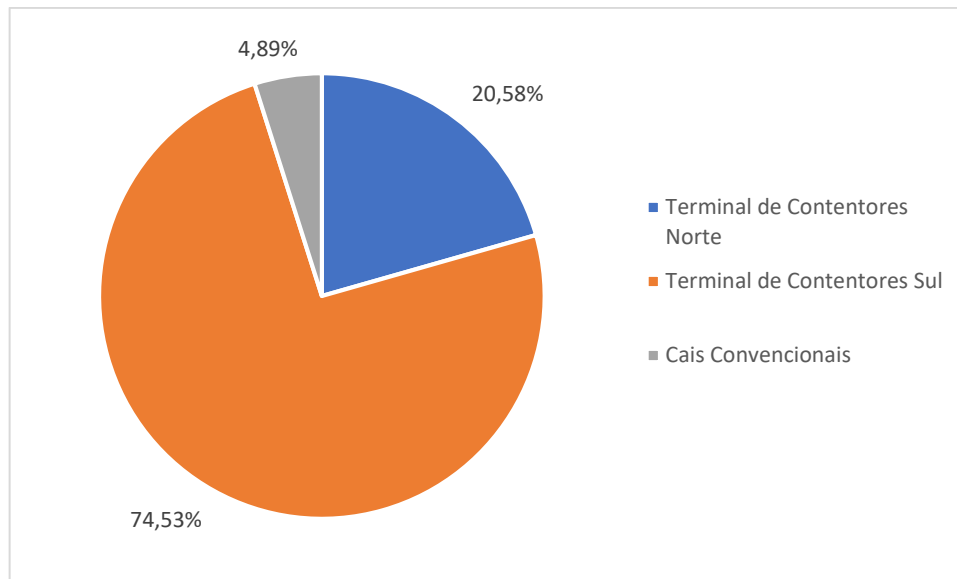


Fig. 3.5. – Distribuição da movimentação de carga contentorizada nos diferentes locais possíveis para o Porto de Leixões no ano 2014

Como se pode observar na figura 3.5., a movimentação da carga contentorizada é feita maioritariamente pelo Terminal de Contentores Sul, sendo que este facto se justifica simplesmente pela diferença das áreas dos dois terminais, 16 hectares no caso do Terminal Sul, e 6 hectares no caso do Terminal Norte.

Tendo em conta a informação apresentada, consegue-se perceber a importância do Porto de Leixões no contexto da movimentação e distribuição dos diferentes tipos de carga feita nos portos de Portugal Continental, e especialmente a sua importância na Região Norte. Também se consegue observar que o tipo de carga contentorizada representa uma grande porção da movimentação deste porto, e que se a evolução do número de contentores anual continuar o seu crescimento constante, será preciso aumentar a capacidade de movimentação máxima deste tipo de carga, ou seja, expandir a capacidade dos seus terminais. Ora, uma expansão do Terminal de Contentores Norte torna-se difícil devido à sua localização geográfica, mas uma expansão ao Terminal Sul é possível, especialmente tendo em conta que devido à remodelação dos acessos ao porto surgiu esta mesma oportunidade. Tal como foi dito anteriormente, esta expansão trata-se do caso a estudar nesta dissertação.

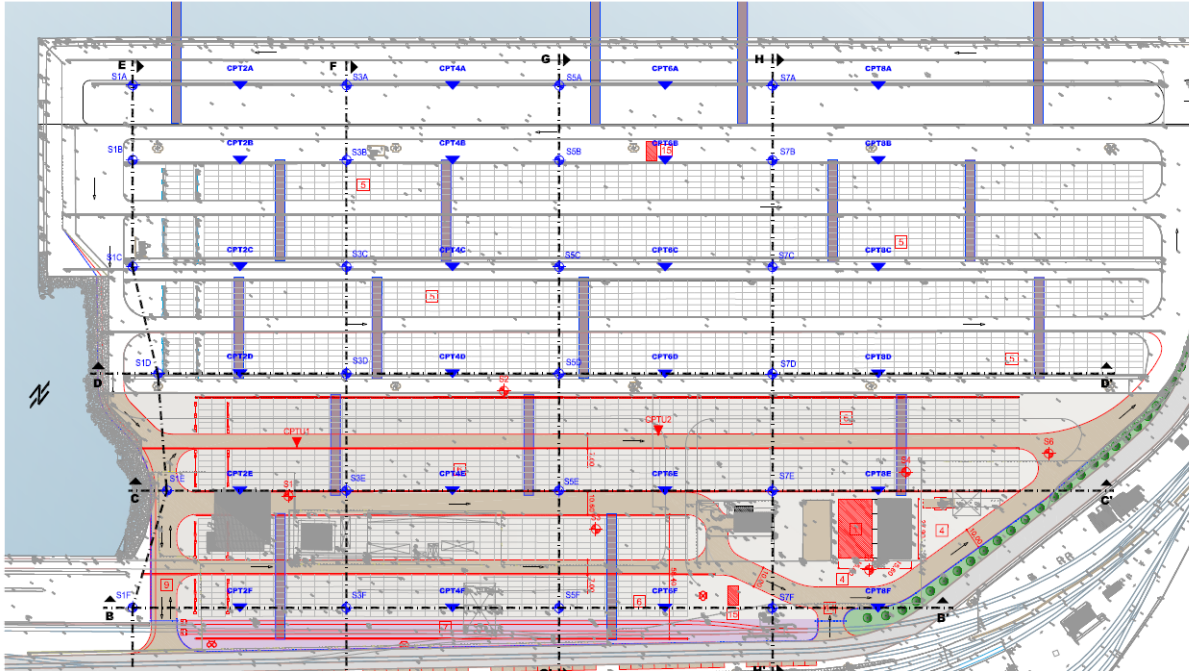
3.3. DETALHES DA EXPANSÃO

Tal como já foi referido, a possibilidade da expansão do Terminal Sul de Contentores torna-se possível devido à remodelação dos acessos ao Porto de Leixões, sendo que esta expansão irá ser realizada utilizando os terrenos a sul do terminal. A expansão irá consistir em duas componentes, a primeira trata-se da expansão do terminal para mais duas faixas de armazenamento de contentores na sua zona contígua, que apresenta um terreno com características idênticas ao utilizado na execução do terminal em 1985, e a segunda trata-se da execução de um terminal de contentores vazios no extremo sul do terminal, próximo da Avenida Eng. Duarte Pacheco. Tal como foi dito anteriormente, a análise presente nesta dissertação irá focar-se na expansão na zona contígua do terminal.

Apresenta-se de seguida a figura 3.6. da planta de localização da prospeção geotécnica da obra, onde se pode observar o terminal de contentores construído, e o local da sua expansão. Também se pode observar as localizações dos ensaios de campo das prospeções geológico-geotécnicas efetuadas em 1985 e em

2008, a azul e vermelho respetivamente, cujos resultados e conclusões irão ser utilizados para caracterizar o terreno presente no local.

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DA PROSPEÇÃO
Escala 1:1000



selecionadas as amostras que melhor representariam as formações geológicas locais, e procedeu-se à realização de ensaios laboratoriais.

Com os resultados dos ensaios de campo foi possível obter uma estratigrafia do local, onde foi possível observar três formações geológicas distintas. Estas consistiam em aterros superficiais, constituídos por areias graníticas, e com estratos de espessura entre 1 e 17 metros, formações aluvionares, constituídas por siltes argilosos e arenosos, com estratos de espessura entre 2,2 e 27 metros, e, por fim, formações graníticas, geralmente alterado. Com esta estratigrafia conseguiu-se observar a presença do talvegue fóssil do rio Leça, ou seja, a zona mais profunda por onde o rio passava, sendo que este está associado às maiores espessuras do estrato das formações aluvionares, que são compressíveis. Como este talvegue ocorre paralelamente ao alinhamento do cais, na zona intermédia da área em estudo, as maiores espessuras dos estratos destas formações ocorrem também nessa zona, podendo ser esse o local de maiores deslocamentos verticais por parte do solo.

Interpretando os mesmos resultados dos ensaios de campo também foi possível fazer uma caracterização mais específica das formações geológicas encontradas. Em relação à formação geológica denominada de aterros, chegou-se à conclusão que são constituídos por solos incoerentes, com uma granulometria variável entre areia fina e seixo fino, sendo que na sua parte imersa apresenta uma compacidade solta a média, e na sua parte emersa uma compacidade média a densa. No que diz respeito à formação denominada por aluviões, conseguiu-se subdividir esta em três camadas distintas. A mais predominante sendo denominada de aluviões silto-lodosas, constituída por solos com uma fração fina entre 50% e 95%, e caracterizados como solos coerentes, com consistência variável entre muito mole e média. No topo desta camada ocorre uma outra camada denominada de aluviões areno-lodosas, com uma menor fração fina de silte e argila, e uma maior fração de areia. Sob estas duas camadas ocorre uma terceira camada designada por aluviões arenosas.

Analisando as amostras intactas e remexidas recolhidas através de vários ensaios, como por exemplo o ensaio edométrico, foi possível caracterizar mais extensamente as formações geológicas encontradas. Esses ensaios foram mais focados em amostras da camada denominada de aluviões silto-lodosas, sendo que através do ensaio previamente mencionado, chegou-se à conclusão que essa camada apresenta valores do coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) característicos de siltes e argilas compressíveis.

Tendo em atenção os resultados obtidos foi feita uma estimativa dos deslocamentos verticais máximos previsíveis, para diversos valores do coeficiente de compressibilidade volumétrica e de espessuras dos estratos, e chegou-se à conclusão de que estes deslocamentos serão elevados, e que devido às variações das espessuras dos estratos das formações compressíveis, também serão de esperar deslocamentos verticais diferenciais importantes. Atendendo aos valores do coeficiente de consolidação vertical, também se chegou à conclusão de que o tempo requerido para que os deslocamentos verticais provocados pela consolidação se processassem de forma natural seriam demasiado elevados. Logo, após estas conclusões, foi aconselhado um sistema de aceleração da consolidação, como por exemplo um sistema de drenos verticais. Sendo assim, um sistema de drenos verticais e de aterros de pré-carga foi usado para este mesmo efeito na construção do Terminal de Contentores Sul.

3.4.3. PROSPEÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA REALIZADA EM 2008

Passando agora para a prospeção geológico-geotécnica realizada em 2008, esta foi executada de modo a caracterizar o solo presente no terreno dedicado à expansão do Terminal de Contentores Sul, e com intuito de complementar a realizada em 1985.

Sendo assim, nesta prospeção foram realizadas 10 sondagens mecânicas, com ensaios SPT e medição do nível freático, 4 ensaios CPTu, e 11 ensaios de corte rotativo, tal como os consequentes ensaios de laboratório, como por exemplo ensaios triaxiais e edométricos. Os resultados das sondagens confirmaram a interpretação dos resultados da prospeção de 1985, que consistiu, tal como já foi referido anteriormente, em três formações geológicas denominadas de aterro, aluviões, e, por fim, granito. De modo a demonstrar de que forma é que estas três formações geológicas estão presentes no terreno em estudo, apresenta-se de seguida as figuras 3.7., 3.8., 3.9., 3.10., que consistem, respetivamente, nos perfis transversais E-E', F-F', G-G', e H-H', sendo estes desenvolvidos considerando os resultados das duas prospeções geológico-geotécnicas, e que demonstram as três formações geológicas presentes no terreno em análise.

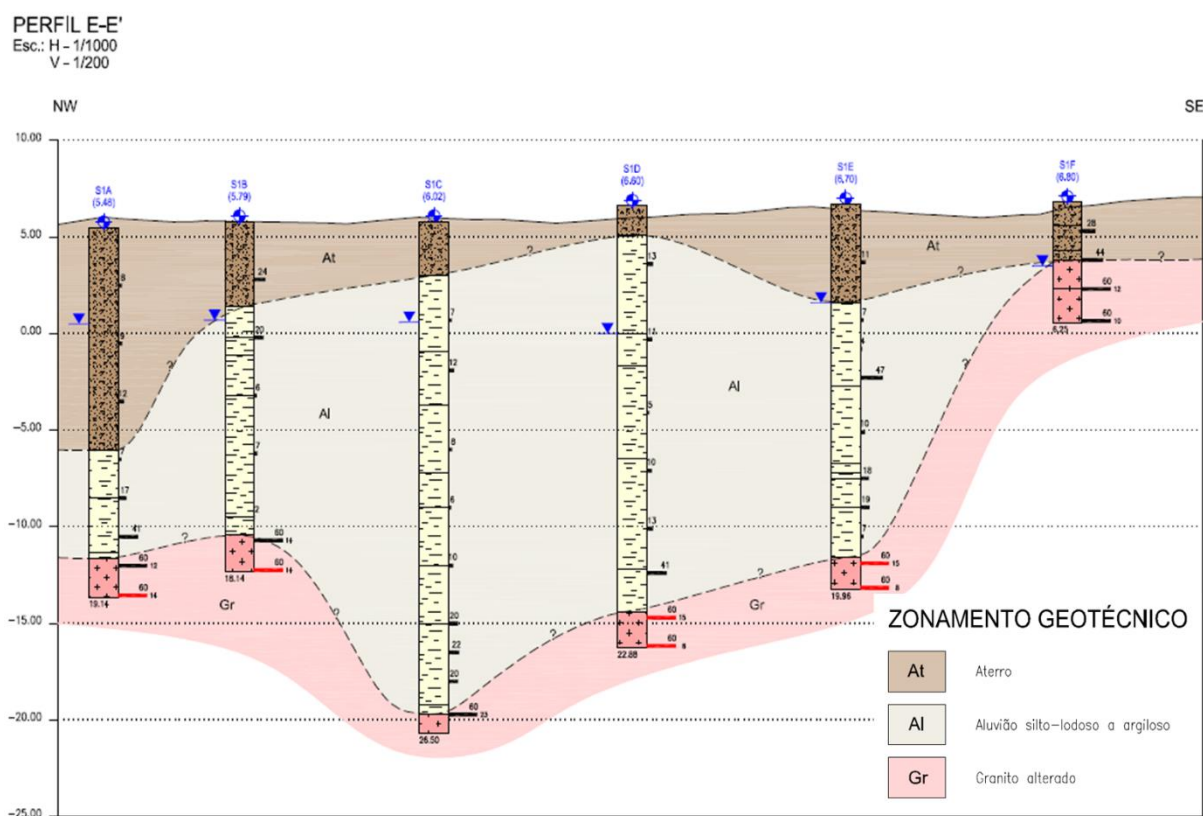


Fig. 3.7. – Perfil transversal E-E'

PERFIL F-F'
Esc.: H - 1/1000
V - 1/200

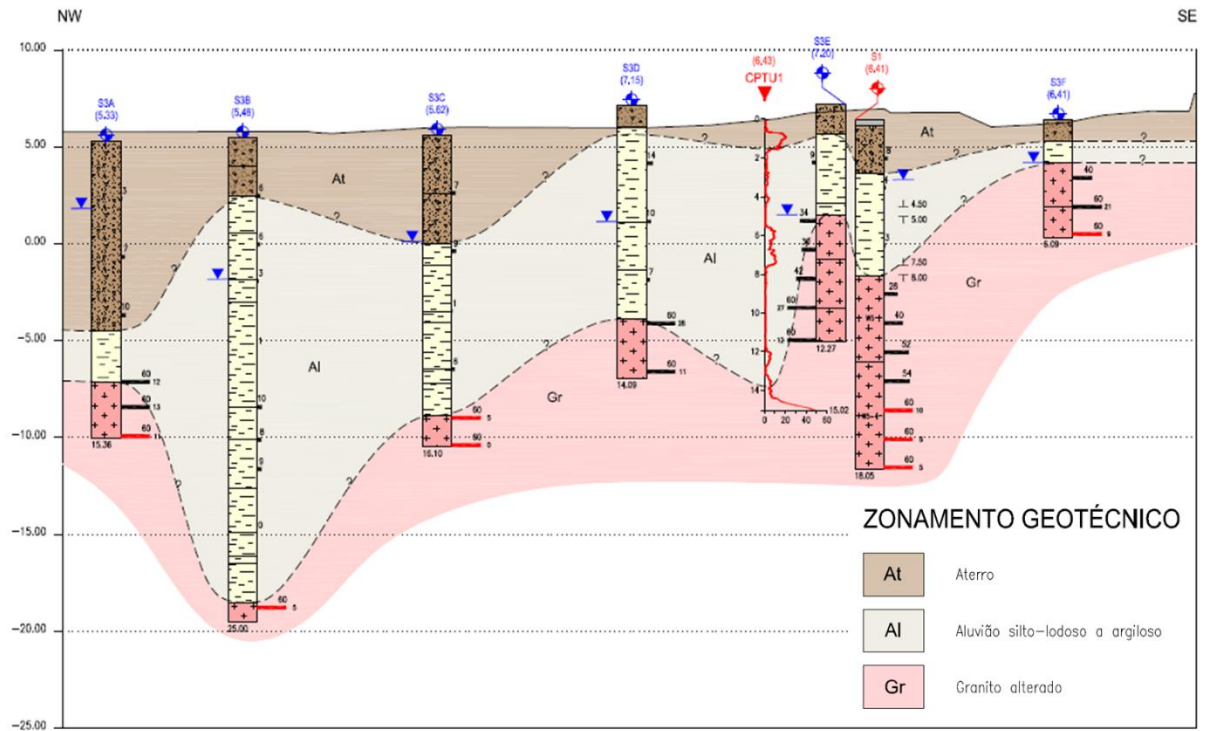


Fig. 3.8. – Perfil transversal F-F'

PERFIL G-G'
Esc.: H - 1/1000
V - 1/200

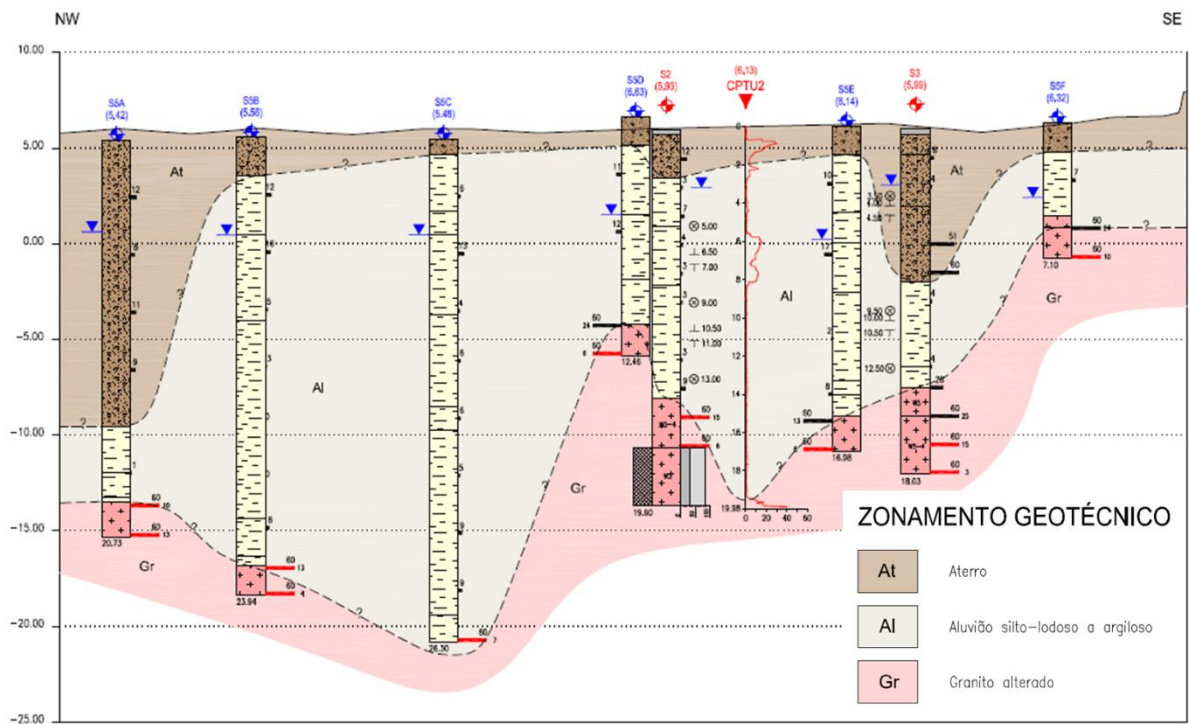


Fig. 3.9. – Perfil transversal G-G'

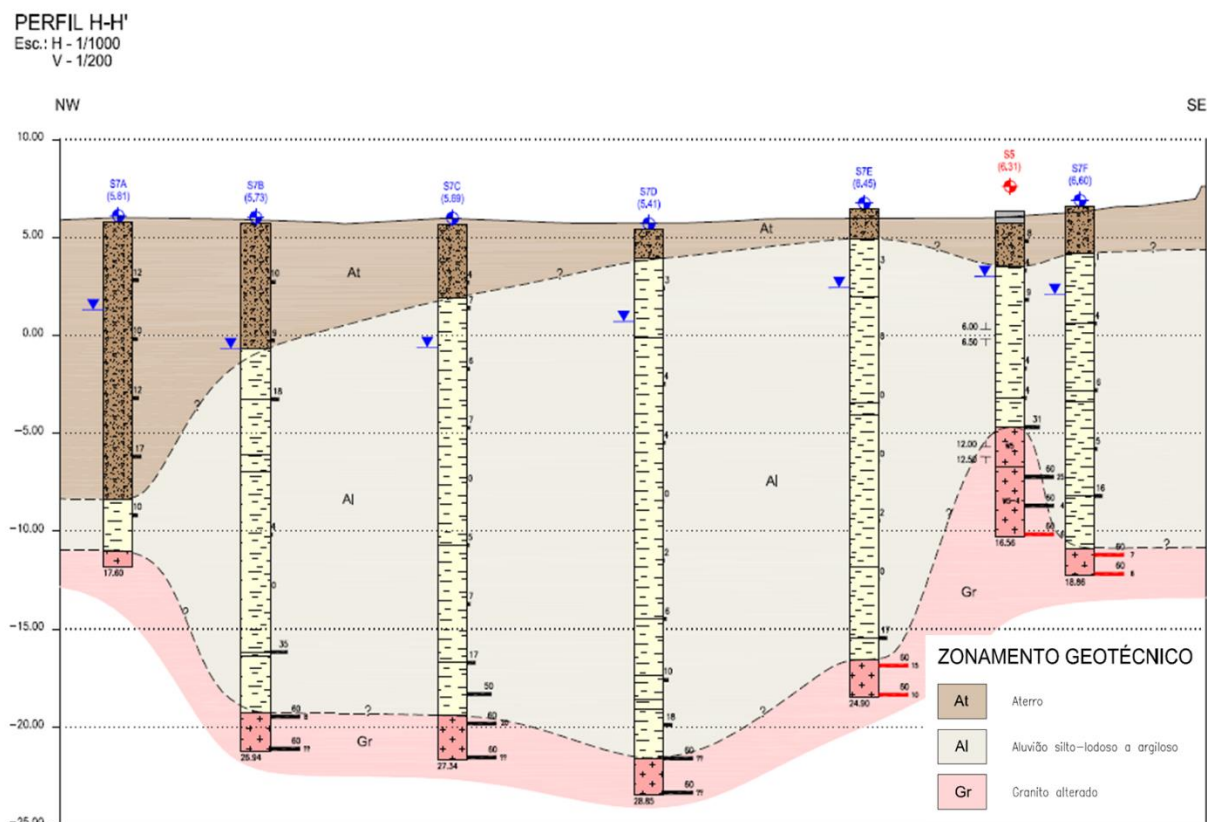


Fig. 3.10. – Perfil transversal H-H'

Observando as figuras consegue-se perceber que a espessura da cada uma das camadas das formações geológicas pode diferir bastante de uma zona para a outra. Como por exemplo nos perfis E-E' e H-H' tem-se uma camada de aluviões um pouco consistente, e de uma espessura elevada, quando comparados com os outros dois perfis. Sendo assim, podemos, por exemplo, assumir que os deslocamentos verticais causados pelo processo de consolidação devido ao carregamento da zona de expansão do terminal serão superiores no perfil H-H'.

Devido a ser o perfil com mais informação recente disponível, o perfil G-G' será no qual se irá basear a geometria do modelo desta análise, sendo que os parâmetros usados nesta modelação serão estimados com base nos resultados dos ensaios de campo indicados no desenho deste perfil, e dos ensaios laboratoriais executados a amostras das sondagens também indicadas no desenho, como por exemplo a sondagem S2.

De modo a caracterizar melhor o terreno irá ser apresentado de seguida os resultados da sondagem S2, e do seu ensaio SPT, sendo que, tal como já foi dito anteriormente, o resultado deste ensaio trata-se de o número de pancadas dadas por um martelo que cai de uma altura específica, divididas por duas fases, a primeira onde se crava 15 cm, e a segunda onde se crava 30 cm. Em relação à primeira formação geológica encontrada, denominada de aterro, tem-se um estrato de 2,5 metros de espessura, com uma descrição que indica que o solo se trata de uma areia média a grosseira, micáce, de cor cinza esbranquiçada, e solta. O resultado do SPT trata-se de 12 pancadas no total, mais especificamente 1 pancada na primeira fase, e 11 na segunda. Passando para a camada denominada de aluviões, esta encontrou-se subdivida em duas subcamadas, sendo que a primeira tratou-se de um depósito aluvionar, de uma espessura de 2,5 metros, com siltes argilosos, com esparsa componente arenosa, de cor

acastanhada, micáceos, muito moles a mole. No que diz respeito ao ensaio SPT, obteve-se dois resultados, sendo o primeiro de 3 pancadas, uma na primeira fase, e duas na segunda, e o segundo de 7 pancadas, duas na primeira fase, e 5 na segunda. A segunda subcamada trata-se também de um depósito aluvionar, de 9 metros de espessura, com siltes lodosos micáceos, de consistência muito mole a mole, de cor cinza escura a negra. Em relação aos resultados do SPT, estes variam entre 3 e 4 pancadas, sendo que todas as segundas fases desses ensaios se tratam de duas pancadas. De seguida, passando para a terceira formação geológica, encontra-se um estrato de granito decomposto, com 2,6 metros de espessura, consistindo em areias graníticas de grão fino a médio micáceas, de cor acinzentada, muito compactas, com um grau de alteração entre W5 e W4. No que toca ao ensaio SPT, tem-se um resultado de 60 pancadas, consistindo apenas na primeira fase do ensaio, ou seja, apenas foram cravados 15 cm. Por fim, encontra-se granito, consistindo em granito de duas micas, com predominância da biotite, de grão médio, medianamente alterado e muito compartimentado, com secções estreitas arenizadas, com sais ferruginosos e esparso material argiloso dispostos ao longo de algumas descontinuidades. Este granito tem um grau de alteração W3, um grau de fracturação de F4, uma percentagem de recuperação de cerca de 80%, e um RQD (*Rock Quality Designation*) de cerca de 30%, o que é indicativo de uma rocha fraca.

Os resultados dos ensaios laboratoriais acabaram também por confirmar os resultados obtidos na prospeção de 1985, caracterizando a formação denominada de aluviões como compressível, de consistência mole, com baixa resistência ao corte, e constituída por solos com uma fração fina entre 50% e 90%, e a formação denominada de aterro como solta. Como exemplos de resultados dos ensaios laboratoriais, apresenta-se de seguida as tabelas 3.1. e 3.2., que consistem em tabelas resumo dos resultados dos ensaios edométricos e dos ensaios triaxiais, respetivamente.

Tabela 3.1. – Tabela resumo dos ensaios edométricos

Sondagem	Prof. [m]	e_0	C_c	C_r	σ'_p [kPa]	c_v [cm ² /s]	k [cm/s]	Drenagem
S1	4,5 - 5,0	1,129	0,277	0,047	77	6,35E-04	4,11E-08	vertical
S2	6,5 - 7,0	1,796	0,513	0,110	42	8,25E-04	1,00E-07	vertical
S3	10,0 -	1,809	0,484	0,096	57	2,85E-03	1,31E-08	vertical
	10,5	1,342	0,342	0,196	127	1,30E-03	8,90E-08	horizontal
S4	6,0 - 6,5	1,983	0,641	0,125	62	2,65E-03	2,54E-07	vertical
		1,804	0,578	0,156	125	1,45E-03	1,29E-07	horizontal

Tabela 3.2. – Tabela resumo dos ensaios triaxiais

Sondagem	Prof. [m]	Descrição	c' [kPa]	ϕ' [°]
S1	7,5 - 8,0	Silte arenoso, levemente argiloso, cinzento escuro acastanhado.	2	39
S2	10,5 - 11,0	Silte arenoso, levemente areno-argiloso, cinzento escuro.	11	37
S4	9,0 - 9,5	Silte areno-argiloso, lodoso, cinzento escuro.	30	25

Fazendo também uma estimativa dos deslocamentos verticais para esses resultados, também se chegou à conclusão de que estes serão elevados, que devido à variabilidade das espessuras dos estratos será de esperar deslocamentos diferenciais importantes, e de que o tempo necessário para que estes ocorram é muito elevado. Logo, tal como se conclui na análise de 1985, será necessário melhorar as condições do terreno.

Para a realização do melhoramento das condições do terreno da expansão do terminal existem duas soluções possíveis, a usada na execução do Terminal de Contentores Sul em 1985, que consiste num sistema de drenos verticais e aterros de pré-carga, de modo a acelerar o processo da consolidação, e a execução de colunas de brita, de modo a reforçar o solo, aumentando a sua capacidade de carga, e simultaneamente acelerando o processo da consolidação.

3.5. CASOS A ANALISAR

Visto estar-se a considerar duas soluções para o melhoramento das condições de fundação do terreno, como já foi dito anteriormente, destinado à expansão do terminal de contentores, irão ser considerados na análise do problema mais do que um único caso. Irá ser considerado um caso no qual não se aplica nenhuma das duas soluções, com o objetivo de demonstrar a necessidade do melhoramento das condições de fundação do terreno, e, tal como seria de esperar, irá ser considerado um caso para cada uma das soluções em análise, que consistem no uso de aterros de pré-carga e drenos verticais, e na execução de colunas de brita, mas também irá ser considerado um outro caso.

Resumindo, vão então ser considerados três casos na análise do problema:

- Caso 1: Nenhum melhoramento do terreno;
- Caso 2: Uso de aterros de pré-carga e drenos verticais;
- Caso 3: Execução de colunas de brita.

No caso 2, devido ao uso de aterros de pré-carga e drenos verticais, será de esperar um acelerar do processo de consolidação devido ao carregamento da zona de expansão do terminal, mas no caso 3, apesar de também ser esperado um aceleração da consolidação, o fator mais importante da execução de colunas de brita, e a razão pela qual esta solução é considerada, é o facto das colunas de brita atribuírem uma rigidez vertical imediata. A importância deste facto torna-se óbvia na secção apresentada de seguida.

3.6. ZONA E RESULTADOS A OBSERVAR

É certo que a execução desta expansão do terminal e os processos de aceleração de consolidação/melhoramento do solo irão ter algum tipo de influência no terreno do terminal já existente, daí a resolução desta dissertação. Porém esta influência não irá ser sentida de uma forma substancial no comprimento total do terminal em questão, sendo que quanto mais próximo da zona de expansão, maior será a influência desta. Logo esta dissertação irá focar-se numa zona mais específica, onde os efeitos provocados terão a maior importância e serão de maior valor, e, sendo assim, são os que poderão causar o maior número de problemas. Esta zona trata-se da fronteira entre o terminal de contentores construído em 1985, e a expansão deste para os terrenos a sul, ou seja, a secção onde o terminal termina e a expansão inicia. O fator que torna esta zona ainda mais relevante nesta análise, e a principal razão que levou ao

estudo da influência das soluções de melhoramento das condições de fundação, é a presença da fundação das vigas de rolamento, onde descarregam os pórticos rolantes usados para o movimento de contentores. Se os fenómenos causados pela expansão do terminal causarem instabilidades a estas fundações, e consequentemente aos pórticos, esta instabilidade irá prejudicar a capacidade de movimentação de carga contentorizada do porto, ou seja, causaria uma grande debilitação ao funcionamento do porto, o que é importante de evitar. Tendo isto em conta, os fenómenos mais importantes que poderão ocorrer na zona desta fundação serão os deslocamentos verticais e os deslocamentos horizontais. Logo estes serão o foco principal da análise presente nesta dissertação.

4

MODELAÇÃO DO PROBLEMA NO RS2

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Um dos maiores desafios na resolução desta dissertação foi a modelação do problema em análise, sendo que durante o seu processo foram tomadas certas decisões e estimativas. Será importante referir e explicar no que é que estas consistem, e este capítulo servirá para isso mesmo. Por isso ao longo deste capítulo irão ser apresentados a geometria adotada, uma estimativa de deslocamentos verticais por consolidação, os parâmetros dos solos admitidos, e, por último de que modo é que cada um dos casos a analisar foram modelados.

4.2. EXPLICAÇÃO DO FUNCIONAMENTO DO RS2

4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nesta secção irá ser apresentado o funcionamento do programa de cálculo RS2, o programa utilizado no cálculo do problema em análise nesta dissertação. Mais especificamente irão ser apresentados os tipos de análise possíveis, a estrutura do programa, e as ferramentas de interpretação dos resultados. O RS2 é desenvolvido pela Rocscience, e é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF).

4.2.2. DEFINIÇÕES DE PROJETO

O desenvolver do modelo de análise começa nas definições de projeto, onde é possível escolher o tipo de análise, o acoplamento sólido-fluido, as unidades utilizadas, definir as etapas, o método de modelação da pressão neutra, etc.

No que diz respeito ao tipo de análise existem dois tipos, o estado plano de deformação e análise axissimétrica, sendo que a maior parte dos modelos utiliza o estado plano de deformação, tal como o caso presente nesta dissertação.

No que toca à escolha do acoplamento sólido-fluido, este pode ser uma análise desacoplada ou acoplada, baseada na teoria de Biot (1941). Uma análise desacoplada implica que a variação da pressão neutra não afeta a deformação, ou que a variação no carregamento ou deformação não afetam a pressão neutra. No caso de uma análise em tensões totais, a análise é desacoplada e a deformação é resultado da variação das tensões totais. Já quando a opção de análise em tensões efetivas é selecionada, as deformações são resultado de variações das tensões efetivas, o que consiste numa análise parcialmente acoplada. Isto acontece, pois, a variação de pressão neutra, e consequentemente a variação de tensões efetivas, afeta a

deformação, mas a variação da deformação não afeta a pressão neutra. No que diz respeito à análise acoplada acontece o contrário da análise desacoplada, ou seja, a variação da pressão neutra pode afetar a deformação, e a variação no carregamento ou deformação podem afetar a pressão neutra. Este último tipo de análise é, portanto, o que permite analisar o problema em causa nesta dissertação, sendo que até a versão anterior deste programa esta não era uma opção, ou seja, o problema presente nesta dissertação não poderia ter sido analisado utilizando este software, tendo que recorrer a uma outra opção. Também é de notar que para se poder seleccionar uma análise acoplada é preciso previamente seleccionar o método *Transient Finite Element Analysis* na secção denominada de *groundwater*.

Por fim, nestas definições também se define as unidades a utilizar, como por exemplo as unidades de tensão, de tempo, e de permeabilidade, e o número de etapas do cálculo do modelo, a sua duração, e as suas condições de drenagem.

4.2.3. ESTRUTURA DA MODELAÇÃO

4.2.3.1. Considerações gerais

A estrutura da modelação pode ser exposta de várias formas, mas esta irá ser apresentada de acordo com as *workflow tabs* (abas de fluxo de trabalho) que o próprio programa apresenta, e que têm o objetivo de ajudar no processo da modelação do problema, apresentando um seguimento lógico para as ações a tomar. Este seguimento lógico consiste nos seguintes passos: *geometry* (geometria), *materials & staging* (materiais e definição das etapas), *mesh* (malha de elementos finitos), *support* (suporte), *groundwater* (águas subterrâneas), e por fim *loads & restraints* (carregamentos e restrições).

4.2.3.2. Geometry

Começando pela geometria, esta é o primeiro passo após a escolha das definições de projeto, e consiste em desenhar a geometria do modelo recorrendo a uma ferramenta de desenho. Este desenhar, e tal como todas as ações que envolvam desenhar, pode ser feito escolhendo os pontos manualmente, ou pode-se recorrer à introdução das coordenadas desses pontos. No caso da geometria começa-se por definir a fronteira externa, que vai conter todas as outras fronteiras do modelo, como por exemplo entre dois tipos de solo, e define o limite para o qual vai ser definida a malha dos elementos finitos. De seguida pode-se então definir as fronteiras dos materiais, que consistem em todas as fronteiras presentes no modelo, já mencionadas anteriormente. Após estes passos é ainda possível definir outro tipo de fronteiras, que para o caso presente não foram utilizadas, como por exemplo juntas, interfaces estruturais, e túneis.

4.2.3.3. Materials & Staging

Passando agora para o passo denominado de *materials & staging*, este é o passo onde se define as propriedades dos materiais, tanto físicas, por exemplo o peso volúmico, como hidráulicas, por exemplo o coeficiente de permeabilidade. No que diz respeito às propriedades físicas é necessário definir o critério de rotura, e o tipo de material, elástico ou plástico. Em relação aos critérios de rotura o mais utilizado será de *Mohr-Coulomb*, o que foi utilizado nesta dissertação, mas também existem outras opções, e estas são as seguintes: o critério *Hoek-Brown*, o *Drucker-Prager*, o *Generalized Hoek-Brown*, o *Cam-Clay*, o *Modified Cam-Clay*, o *Discrete Function*, o *Mohr-Coulomb with Cap*, e, por fim, o *Softening Hardening Model*.

Para além disso, neste passo também se atribui os materiais, ou caso esteja presente a escavação dos materiais, as zonas do modelo pretendidas, previamente definidas pelas fronteiras desenhadas.

4.2.3.4. *Mesh*

No passo denominado de *mesh* é onde se configura a malha dos elementos finitos, consequentemente efetua-se a discretização de todas as fronteiras do modelo e gera-se a malha de acordo com essa mesma configuração. As configurações a fazer são a escolha do tipo de malha e do tipo de elemento constituinte dessa malha. No que diz respeito ao tipo de malha existem três opções: uma malha graduada, uniforme ou radial. Já no tipo de elemento existem quatro opções: elemento triangular de três nós, triangular de seis nós, quadrilátero de 4 nós, e por fim quadrilátero de 8 nós. Este será um passo importante pois, de modo a obter resultados verosímeis é necessário escolher uma malha de boa qualidade, isto é, uma malha suficientemente densa para representar o problema existente, mas também não convém ser demasiado densa, pois isso pode dificultar o cálculo do modelo, especialmente no tempo do mesmo.

4.2.3.5. *Support*

No que toca ao passo denominado de *support*, este é o passo onde se define, tal como o nome indica, o sistema suporte da obra, como por exemplo o sistema de suporte de uma obra subterrânea. Para este último exemplo, este passo é onde se define, por exemplo, o sistema de ancoragens, ou o sistema de betão projetado. Como para o problema presente este passo não foi necessário, este assunto não irá ser desenvolvido.

4.2.3.6. *Groundwater*

Passando para o passo denominado de *groundwater*, é neste que se define as condições de pressão neutra. Como para o problema presente o *groundwater method* necessário para o cálculo do processo de consolidação é o *Transient Finite Element Analysis*, a definição das condições iniciais de pressão neutra é feita através de condições de fronteira, sendo que existem vários tipos para estas condições. O tipo utilizado neste problema é o denominado de *Total Head*, e o seu valor, considerando à cota zero a superfície do modelo em análise, é a profundidade a que se encontra o nível freático.

4.2.3.7. *Loads & Restraints*

Por fim, neste último passo denominado de *loads & restraints* define-se, tal como o nome indica, os vários carregamentos presentes no modelo, e as suas restrições de deslocamentos. No que diz respeito aos carregamentos tanto se define as tensões provocadas pelo próprio terreno, como também os vários carregamentos em forma de sobrecarga, tanto contínua como uma sobrecarga num ponto específico. Também se pode definir outro tipo de carregamentos, como por exemplo uma carga sísmica, e adicionar elementos mola a qualquer nó da malha de elementos finitos, mas nenhum destes elementos foram necessários para a resolução desta dissertação. Todos estes carregamentos, excetuando as tensões provocadas pelo próprio terreno, podem ser aplicados em etapas específicas, previamente definidas nas definições de projeto.

Após o gerar da malha de elementos finitos, a restrição de deslocamentos horizontais e verticais é automaticamente considerada para toda a fronteira externa do modelo. É neste passo que se configura as restrições de deslocamentos necessárias para o modelo em estudo, sendo que, por exemplo, no caso

desta dissertação considerou-se a restrição dos deslocamentos horizontais nos limites verticais da fronteira externa, nenhuma restrição de deslocamentos no topo da fronteira, ou seja, na superfície do terreno, e, por fim, manteve-se a restrição dos deslocamentos horizontais e verticais na base do modelo.

4.2.4. *Compute*

Com a resolução do modelo concluída, e tendo todos os parâmetros necessários para a análise pretendida definidos, seleciona-se a opção denominada de *compute*, de modo a iniciar o cálculo através do Método dos Elementos Finitos do modelo em análise.

4.2.5. *Interpret*

Quando o processo de cálculo efetuado pelo programa terminar, seleciona-se a opção denominada de *interpret*, que irá executar o módulo do programa com o mesmo nome, e que permite analisar os resultados obtidos. Alguns dos resultados que este módulo permite visualizar são as tensões principais, tanto totais como efetivas, e os deslocamentos totais, horizontais, e verticais, sendo que estes últimos foram os de maior interesse no problema analisado nesta dissertação. Estes resultados são inicialmente apresentados como contornos no modelo, recorrendo a uma escala de cores para representar os valores, mas também é possível observar os valores para uma zona específica utilizando uma ferramenta denominada de *material query*. Utilizando esta ferramenta o utilizador seleciona uma dada linha do seu modelo, para a qual são apresentados os resultados pretendidos, para um certo número de pontos dessa linha, também selecionado pelo utilizador. Consequentemente é possível representar essa informação em forma gráfica. Por fim, é de salientar que no módulo também se pode recorrer a um número de ferramentas de carácter visual, de modo a observar os resultados da forma pretendida, como por exemplo o número de contornos apresentado, a escala de cores, etc., e analisar esses mesmos resultados de uma forma diferencial, ou seja, analisar os resultados numa certa etapa em referência a uma outra etapa anterior.

4.3. GEOMETRIA E CONDIÇÕES INICIAIS

No que toca à geometria do modelo, tal como foi dito anteriormente, esta será baseada no perfil G-G' dos desenhos transversais provenientes do estudo de 2008. Sendo assim, de modo a modelar as fronteiras entre as diferentes camadas de solo, considerou-se os resultados das sondagens apresentadas no próprio desenho como pontos dessas mesmas fronteiras, e posteriormente admitiu-se segmentos retos entre esses pontos. O resultado da modelação da geometria é apresentado na figura seguinte.

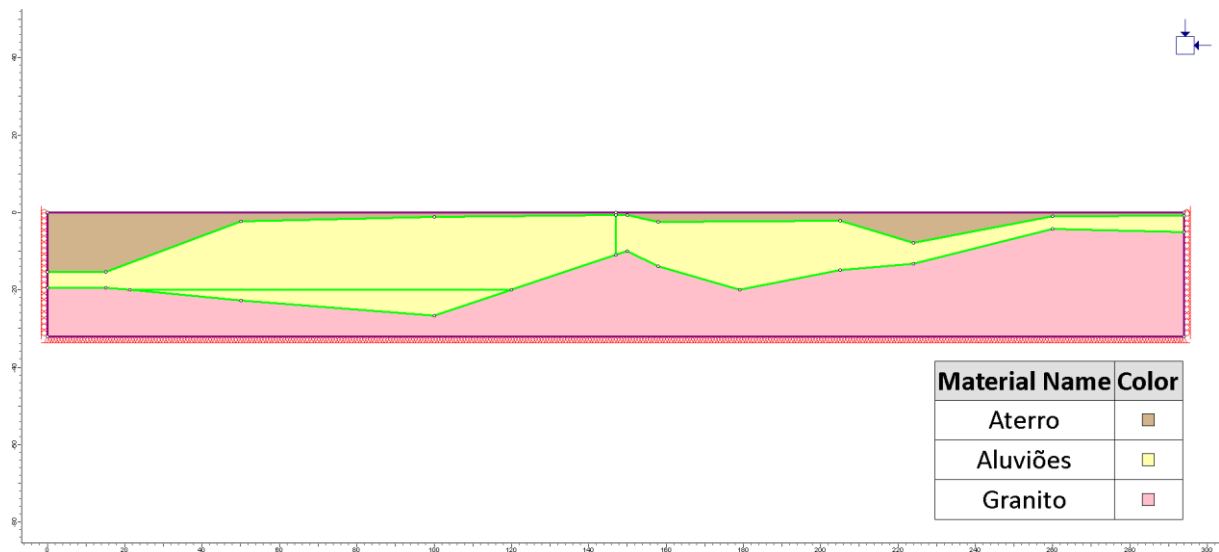


Fig. 4.1 – Geometria do Modelo

Em relação às condições de fronteira considerou-se, tal como é apresentado na figura anterior, uma restrição de movimentos horizontais nos limites verticais, de modo a permitir os deslocamentos verticais, e uma restrição de ambos os movimentos horizontais e verticais na base do modelo. Como considerou-se a cota zero do modelo a superfície do terreno, e não o nível médio das águas do mar, tal como é considerado no desenho transversal, aliado ao facto do nível freático estar a 3 metros de profundidade da superfície, considerou-se uma carga hidráulica de -3 metros em ambos limites verticais do modelo.

No que diz respeito ao modelo utilizado para o critério de rotura da análise, tendo em conta a informação disponível, e ao conhecimento pessoal do autor, foi utilizado o modelo de Mohr-Coulomb, sendo que estariam disponíveis modelos alternativos, como por exemplo o modelo Cam-Clay.

4.4. ESTIMATIVA DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS POR CONSOLIDAÇÃO

De modo a verificar se o modelo estaria a obter resultados verosímeis, decidiu-se realizar uma estimativa dos deslocamentos verticais devido à consolidação do estrato do solo denominado de aluviões. Recorrendo à expressão (2.3), considerando o estrato de aluviões como normalmente consolidado, e considerando as três distintas zonas apresentadas na figura 4.2., efetuou-se uma estimativa dos mesmos, sendo que se apresenta os parâmetros considerados e os resultados obtidos na tabela 4.1.. É de salientar que pelo facto de se ter considerado uma só camada com 18 metros de espessura, o resultado obtido contém erros de aproximação, sendo que o mesmo não aconteceria se se tivesse subdividido a camada em várias subcamadas.

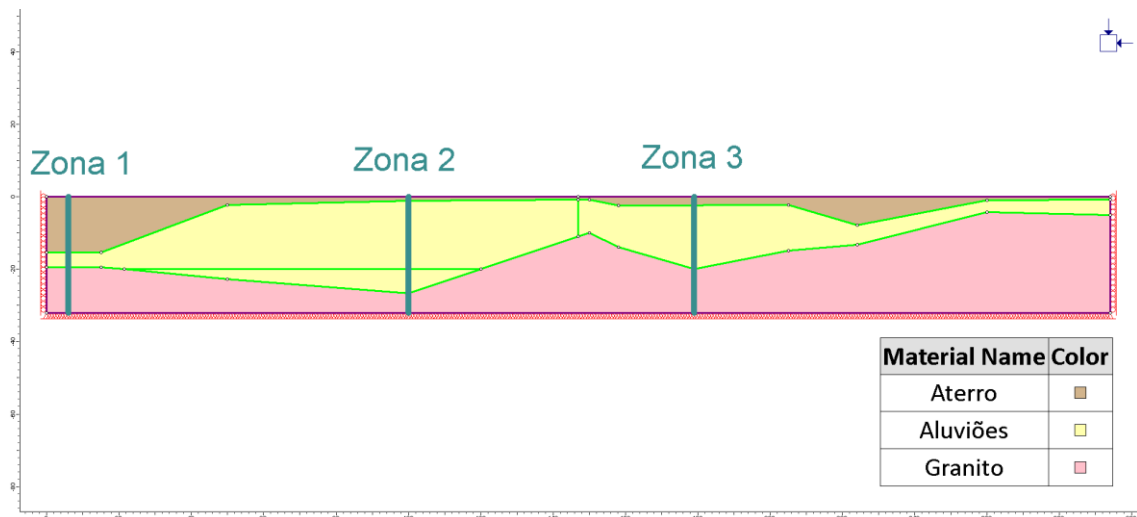


Fig. 4.2 – Zonas usadas na estimativa dos deslocamentos verticais por consolidação

Tabela 4.1. – Cálculo da estimativa dos deslocamentos verticais por consolidação

Zona	Solo	h [m]	γ [kN/m ³]	NF [m]	H_0 [m]	e_0	C_c	σ'_{v0} [kPa]	$\Delta\sigma'_v$ [kPa]	s [m]
Zona 1	Aterro	15,4	16,4	3	4	1,8	0,499	141,30	50	0,094
	Aluviões	2	15							
Zona 2	Aterro	2	16,4		18	1,8	0,499	89,32	50	0,619
	Aluviões	9	15							
Zona 3	Aterro	2,3	16,4		12,7	1,8	0,499	77,54	50	0,489
	Aluviões	6,35	15							

4.5. PARÂMETROS

4.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Com a geometria do perfil já modelada precisou-se de definir os três diferentes tipos de solo presentes no local, através dos seus parâmetros de resistência. A informação disponível sobre cada solo não é consistente, visto que nem todos têm a mesma importância, especialmente no que toca ao fenómeno da consolidação. Sendo assim, para diferentes tipos de solo houve necessidade de recorrer a diferentes métodos para os definir devidamente. De seguida apresenta-se então o raciocínio por detrás dos parâmetros que se usou para definir os três solos.

4.5.2. ATERRO

O solo mais à superfície, denominado de aterro, foi o mais complicado de definir, devido à falta de informação específica a este mesmo. Começando pela descrição apresentada no resultado das sondagens mais recentes, realizadas em 2008, onde eram descritas maioritariamente como areias soltas, admitiu-se uma coesão nula. Tal como para os restantes tipos de solo, admitiu-se também um coeficiente de Poisson igual a 1/3, sendo que para a permeabilidade decidiu-se usar um valor de referência de $k=1E-5$ m/s. Para os restantes parâmetros recorreu-se inicialmente à Abordagem Unificada de Tratamento de Ensaio CPT, CPTu, e SCPTu, tal como referido no ponto 2.2.3, mas os resultados encontrados, especialmente

no que toca ao módulo de deformabilidade, eram demasiado elevados. Tendo isto em conta, decidiu-se definir o ângulo de atrito e o módulo edométrico pelos resultados dos SPT de 1985 (presentes no desenho transversal do perfil G-G') e de 2008, visto que apresentam resultados idênticos, uma média de 10 pancadas. Para o ângulo de atrito usou-se a correlação (2.1), sendo que para o módulo edométrico usou-se a correlação (2.2). Já para o peso volúmico decidiu-se utilizar o valor encontrado pela Abordagem Unificada, sendo que se apresenta esses cálculos de seguida.

Tabela 4.2. – Processo iterativo na estimativa de parâmetros pela Abordagem Unificada

						1ª iteração			
Prof.	q_t	f_t	u_2	u_0	Δu	γ_t^*	σ_{v0}	σ'_{v0}	B_q
[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m³]	[kPa]	[kPa]	
1	15000	150	0	0	0	21,1	21,1	21,1	0
						2ª iteração			
						γ_t	σ_{v0}	σ'_{v0}	B_q
						[kN/m³]	[kPa]	[kPa]	
						18,4	18,4	18,4	0
						3ª iteração			
						18,3	18,3	18,3	0
						4ª iteração			
						18,3	18,3	18,3	0
						5ª iteração			
						18,3	18,3	18,3	0

Tabela 4.3. – Estimativa de parâmetros pela Abordagem Unificada

R_f	γ	γ_t	$\gamma_{\text{médio}}$
(%)	[kN/m³]	[kN/m³]	[kN/m³]
1,00%	14,5	18,3	16,4

4.5.3. ALUVIÕES

O solo seguinte, e o mais importante a considerar no fenómeno da consolidação, é denominado por aluviões. Neste caso, ao contrário do anterior, estiveram disponíveis vários resultados de diferentes ensaios, logo alguns parâmetros foram definidos diretamente dos mesmos.

O ângulo de atrito e a coesão efetiva foram definidos através dos resultados do ensaio triaxial realizado à sondagem S2, muito próxima do perfil em estudo.

Recorrendo ao mesmo ensaio, definiu-se inicialmente o módulo edométrico deste solo, mas após uma comparação dos resultados para os deslocamentos verticais do cálculo do modelo usando esse módulo, com os resultados da estimativa dos deslocamentos verticais por consolidação, apercebeu-se que este seria elevado demais, pois o deslocamento vertical obtido era inferior ao que seria de esperar. De seguida recorreu-se às expressões (2.4) e (2.5), de modo a obter outro resultado possível para o módulo, mas após o cálculo do modelo com esse valor, os deslocamentos verticais apresentados eram bastante superiores aos esperados, logo o valor do módulo seria superior a este último. De modo a obter no cálculo do modelo uns deslocamentos verticais dentro da mesma ordem de grandeza dos obtidos na

estimativa, testou-se diferentes valores entre os dois que até aqui se tinha determinado, sendo que se chegou a um valor de 1,5 MPa. Este foi então o valor tomado para este parâmetro.

Por último, no que toca ao coeficiente de permeabilidade recorreu-se aos resultados dos ensaios edométricos executados às sondagens S2 e S3.

4.5.4. GRANITO

No que diz respeito ao último solo a definir, sendo este um granito alterado este não terá influência no processo da consolidação, logo os parâmetros de resistência não influenciarão os resultados finais. Por esta razão, os valores usados para estes parâmetros foram uns valores suficientemente elevados para não causar influência no resultado final. O único parâmetro que influencia de alguma forma o resultado, mais especificamente no tempo de certas fases da consolidação, é o coeficiente de permeabilidade. Para o valor deste consultou-se apontamentos de mecânica das rochas, e admitiu-se um valor de $k=1E-10$ m/s.

4.5.5. TABELA RESUMO

De seguida apresenta-se a tabela com os parâmetros admitidos para cada um dos solos.

Tabela 4.4. – Parâmetros admitidos para cada solo

Solos	Parâmetros					
	ϕ' [°]	c' [kPa]	v	E [MPa]	γ [kN/m ³]	k [m/s]
Aterro	32	0	0,3	8	16,4	1E-05
Aluviões	37	11	0,3	1,5	15	1,3E-09
Granito	Valores elevados					1E-10

4.6. MODELAÇÃO CASO A CASO

4.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nesta secção da dissertação irão ser expostas as diferentes medidas que foram consideradas na modelação de cada um dos três casos que se considerou na análise do problema, sendo que antes demais irão ser apresentadas algumas das medidas que se aplicam em todos os três casos.

O primeiro passo presente nos três casos, para além da etapa inicial onde é estabelecido o estado inicial de repouso do modelo, e que consiste na segunda etapa é a simulação da execução do terminal de contentores original. Nesta etapa considera-se uma sobrecarga de 50 kPa aplicada na zona do terminal existente, que corresponde à carga provocada pela presença da obra e dos contentores, e, visto esta não ser o foco desta análise, considera-se também a etapa em situação drenada, de modo a obter numa única etapa o estado do local antes do início da expansão do terminal.

De seguida apresenta-se as figuras 4.3. e 4.4., que consistem, respetivamente, na primeira e segunda etapa do modelo para o caso 1.

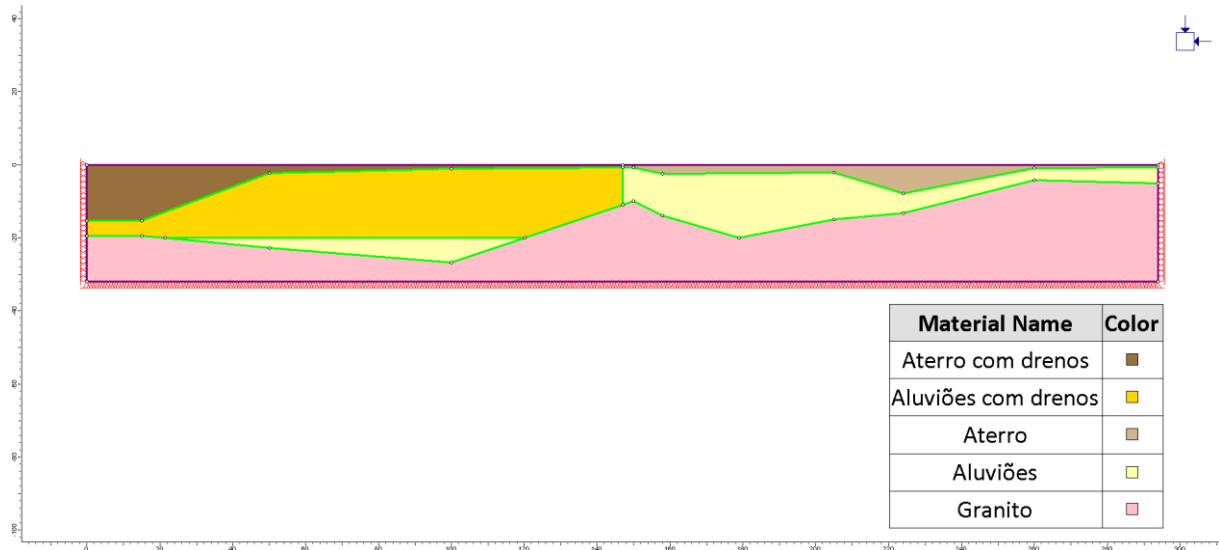


Fig. 4.3. – Primeira etapa do modelo para o caso 1

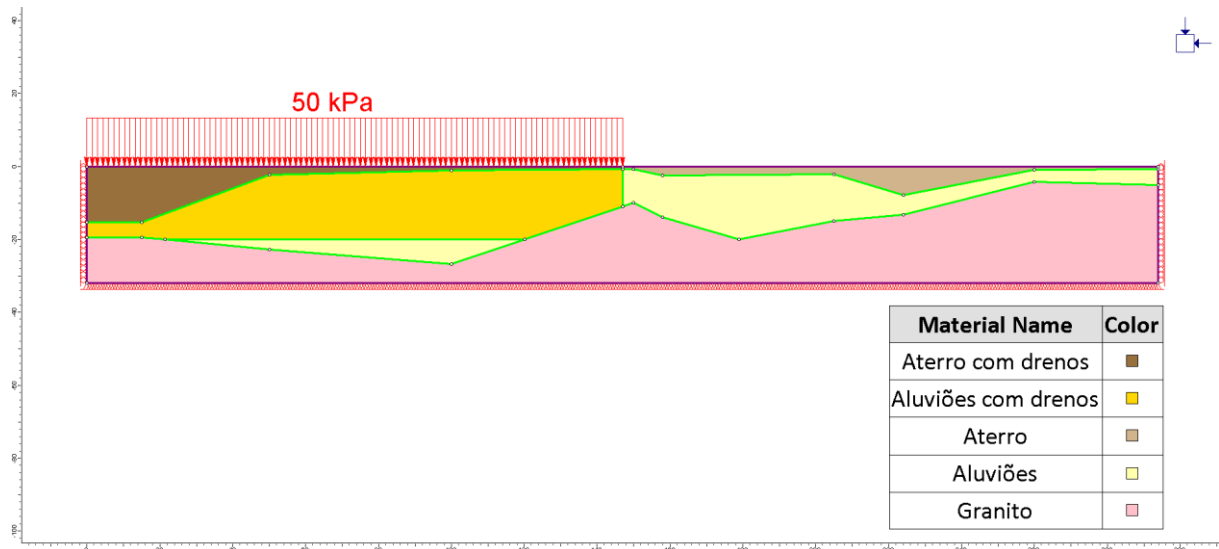


Fig. 4.4. – Segunda etapa do modelo para o caso 1

4.6.2. CASO 1: NENHUM MELHORAMENTO DO TERRENO

O primeiro caso que se considerou consiste em, tal como foi dito anteriormente, não aplicar nenhuma das duas soluções para o melhoramento das condições de fundação do terreno destinado à expansão do terminal, e tem como objetivo demonstrar que estas medidas são de facto necessárias. A modelação deste caso consiste unicamente em aplicar uma sobrecarga de 50 kPa na zona de expansão do terminal, representativa da execução da obra e a consequente presença dos contentores no terminal. Após considerar o tempo necessário para obter os deslocamentos verticais totais devidos a consolidação e a dissipação do excesso de pressão, obteve-se os resultados finais. Estes, tais como os resultados dos casos 2 e 3, irão ser apresentados e analisados no capítulo seguinte.

De seguida apresenta-se a figura 4.5., que consiste na terceira e consequente etapas do modelo no que diz respeito ao caso 1.

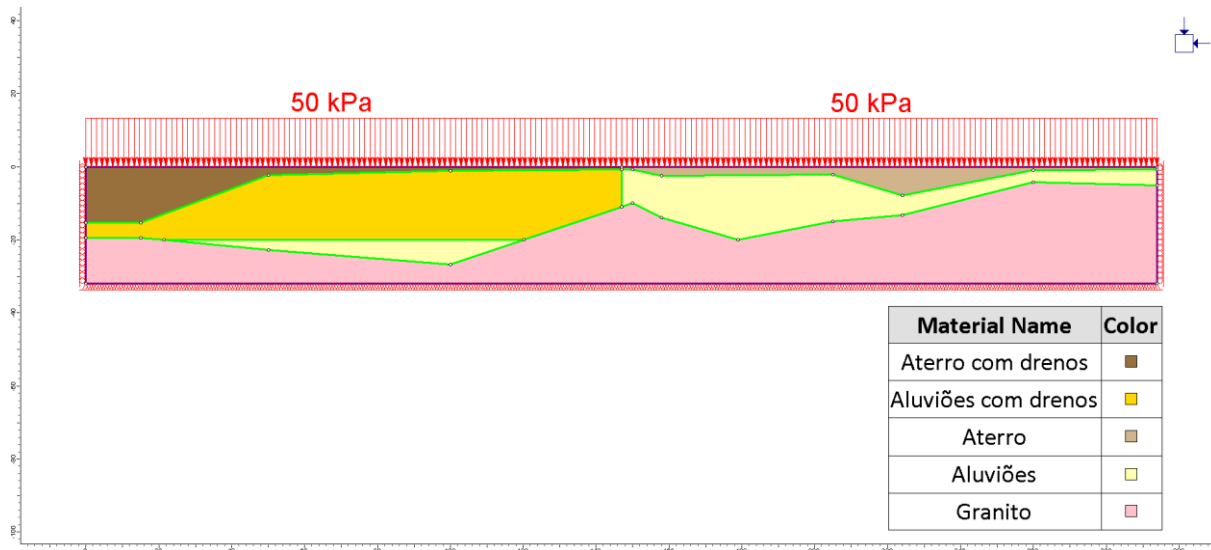


Fig. 4.5. – Terceira etapa e seguintes do modelo para o caso 1

4.6.3. CASO 2: USO DE ATERROS DE PRÉ-CARGA E DRENOS VERTICAIS

Na análise do segundo caso será necessário modelar a aplicação dos drenos verticais e dos aterros de pré-carga, de modo a representar a primeira solução de melhoramento das condições de fundação.

Os drenos verticais são modelados considerando um aumento do coeficiente de permeabilidade dos solos denominados de aterro e de aluviões, na zona da expansão do terminal. Este novo coeficiente de permeabilidade é denominado de coeficiente de permeabilidade equivalente, k_{v_eq} , e é determinado pelo Método da Permeabilidade Global Equivalente Simplificado, tal como foi referido no ponto 2.4.2. Os cálculos referentes a este coeficiente de permeabilidade são apresentados de seguida.

Tabela 4.5. – Dados do cálculo do k_{v_eq} para o uso de drenos verticais

Dados						
H [m]	R [m]	n	F (n)	c_v [cm ² /s]	c_h [cm ² /s]	m_v [cm ² /kg]
19	0,55	11	1,66994385	0,0018375	0,0018375	0,15

Tabela 4.6. – Cálculo do t para um solo sem drenos

U_z	T	t [s]	t [anos]
90%	0,848	1,67E+09	53,56

Tabela 4.7. – Determinação do t para um solo com drenos

1ª Iteração					
t [meses]	T	U_z	T_r	U_r	U
3	0,003958	6,69%	4,72343802	100%	99,67%
2ª Iteração					
2	0,002639	5,55%	3,14895868	98%	97,83%
3ª Iteração					
1,5	0,001979	4,95%	2,36171901	94%	94,38%
4ª Iteração					
1,2	0,001583	3,96%	1,88937521	90%	90,01%

Tabela 4.8. – Cálculo do k_{v_eq} para o uso de drenos verticais

U_z	T	t [meses]	c_{v_eq} [cm ² /s]	k_{v_eq} [cm/s]	k_{v_eq} [m/s]
90%	0,848	1,2	0,98420782	0,00014763	1,4763E-06

A aplicação de aterros de pré-carga pode ser dividida em quatro fases distintas: execução do aterro, uma fase na qual se obtém os deslocamentos verticais pretendidos, remoção do aterro, e por fim a fase entre o retirar do aterro e o continuar a execução da obra. Dito isto, na modelação deste caso considerou-se uma única aplicação contínua no tempo do aterro de pré-carga na forma de uma sobrecarga, devido a várias razões que irão ser expostas de seguida.

Nesta análise está-se a considerar um módulo de deformabilidade isotrópico, o que no programa *RS2* implica a adoção do mesmo valor do módulo em qualquer direção e também para situações de carga e descarga. Logo o retirar do aterro de pré-carga iria provocar uma diminuição imediata dos deslocamentos verticais provocados pela consolidação devido ao aterro de pré-carga, que seria consequentemente mitigada após o colocar da sobrecarga da execução da obra e a presença dos contentores. Como nesta análise os resultados de maior interesse serão os valores mais elevados e sua evolução no decorrer no tempo, o modelar do retirar do aterro de pré-carga não iria ter grande influência nestes. Por isso, de modo a simplificar este processo admitiu-se para o aterro de pré-carga uma sobrecarga de 50 kPa, igual à sobrecarga aplicada para simular a execução da obra e consequente presença dos contentores, aplicada continuamente ao longo do tempo. De seguida apresenta-se a figura 4.6., que consiste na terceira e consequentes etapas do modelo no que diz respeito ao caso 2.

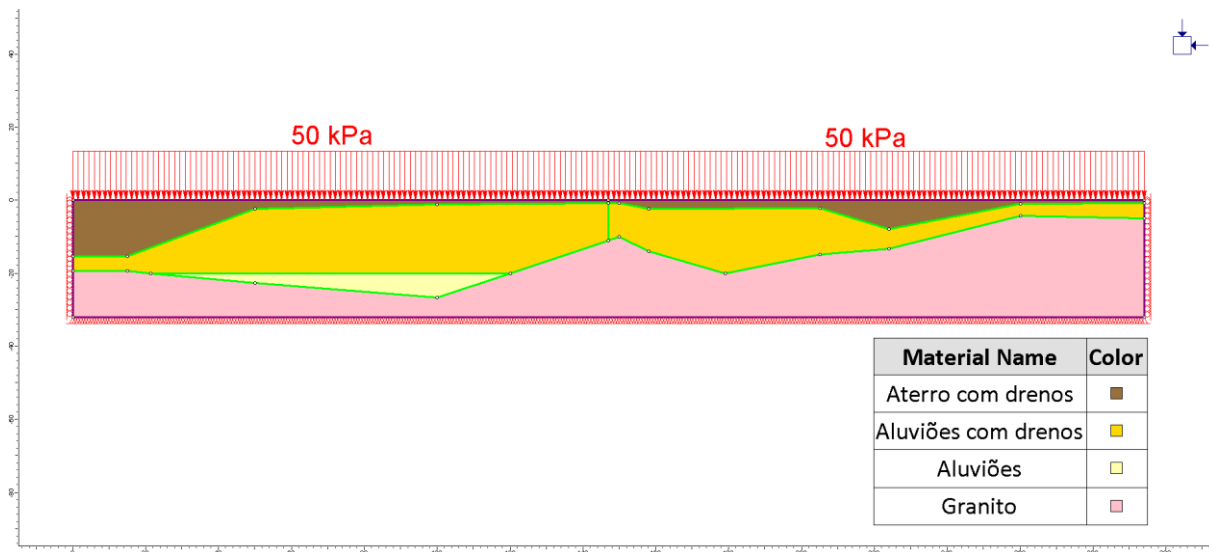


Fig. 4.6. – Terceira etapa e seguintes do modelo para o caso 2

Como para este caso a única alteração que se faz em relação ao caso 1 é o alterar dos coeficientes de permeabilidade na fase pretendida, o que só irá influenciar o quão rápido é que o processo de consolidação ocorre, os resultados finais obtidos para ambos os casos serão idênticos, sendo que para o caso presente estes serão obtidos num menor período de tempo.

Nota: O programa de cálculo *RS2* permite a alteração das propriedades hidráulicas e mecânicas ao longo das várias fases através das opções *stage hydraulic properties* e *stage factors*, respetivamente. Logo, este alterar do coeficiente de permeabilidade deveria ser feito através da opção *stage hydraulic properties* na fase pretendida, mas durante a resolução desta dissertação ao fazer esta alteração deste modo, esta não provocava o efeito devido. Enquanto esta alteração acelerava a diminuição do excesso de pressão neutra, o mesmo não acontecia para a aceleração da evolução dos deslocamentos verticais devido à consolidação. Quando se descobriu esta falha entrou-se em contacto com o apoio técnico da *Rocscience Inc.*, a empresa responsável pelo desenvolvimento do *RS2*, sendo que se obteve a resposta de que este erro irá ser corrigido na próxima versão do programa. Posto isto a solução que se encontrou foi o aplicar do k_{v_eq} na zona pretendida, desde a primeira fase do modelo.

4.6.4. CASO 3: EXECUÇÃO DE COLUNAS DE BRITA

Para este terceiro e último caso será necessário modelar a execução de colunas de brita. Com esta aplicação está-se a reforçar o solo presente, sendo que para representar esse reforço irá considerar-se um solo homogeneizado entre o solo presente e as colunas de brita. Em termos de modelação o que irá acontecer será um aumento dos parâmetros dos solos denominados de aterro e aluviões, que será implementado através do uso de *stage factors* na devida etapa, ou seja, na etapa pretendida multiplicar-se os parâmetros existentes por fatores que provoquem o aumento pretendido. Para determinar esse aumento recorreu-se ao método para o dimensionamento das colunas de brita de Priebe (1995), apresentado no ponto 2.4.3.. Esses cálculos são apresentados nas tabelas seguintes.

Tabela 4.9. – Dimensões de uma célula na grelha de colunas de brita

x	y	A
[m]	[m]	[m ²]
2,5	2,5	6,25

Tabela 4.10. – Propriedades do material das colunas

No.	Prof.	γ	ϕ'	c'	Diam.	D	K_{ac}	K_{oc}
	[m]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[m]	[MPa]		
1	1	12	40	0	1	80	0,22	0,36
2	2	12	40	0	1	80	0,22	0,36
3	4	12	40	0	1	80	0,22	0,36
4	8	12	40	0	1	80	0,22	0,36
5	12	12	40	0	1	80	0,22	0,36
6	16	12	40	0	1	80	0,22	0,36
7	20	12	40	0	1	80	0,22	0,36

Tabela 4.11. – Propriedades do solo

No.	Prof.	γ	ϕ'	c'	v	D	A/A_c	D_c/D_s
	[m]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]		[MPa]		
1	1	6,40	32	0	0,3	12	7,96	6,67
2	2	6,40	32	0	0,3	12	7,96	6,67
3	4	5	37	11	0,3	2,25	7,96	35,6
4	8	5	37	11	0,3	2,25	7,96	35,6
5	12	5	37	11	0,3	2,25	7,96	35,6
6	16	5	37	11	0,3	2,25	7,96	35,6
7	20	5	37	11	0,3	2,25	7,96	35,6

Tabela 4.12. – Determinação dos fatores de melhoramento n_0 e n_1

No.	n_0	$(A_c/A)_1$	$\Delta(A/A_c)$	$(A_c/A)_m$	n_1	n_{max}	n'_1
1	1,68	0,55	0,82	0,11	1,61	1,71	1,61
2	1,68	0,55	0,82	0,11	1,61	1,71	1,61
3	1,68	0,88	0,13	0,12	1,67	5,34	1,67
4	1,68	0,88	0,13	0,12	1,67	5,34	1,67
5	1,68	0,88	0,13	0,12	1,67	5,34	1,67
6	1,68	0,88	0,13	0,12	1,67	5,34	1,67
7	1,68	0,88	0,13	0,12	1,67	5,34	1,67

Tabela 4.13. – Determinação do fator de melhoramento n_2

No.	$f(v, (Ac/A)_m)$	p_c/p_s	p_c	W_c	W_s	f_d	$(D_c/D_s)/(p_c/p_s)$	f'_d	n_2	n'_2
1	1,32	6,34	197,12	12,00	6,40	1,03	1,05	1,03	1,66	1,66
2	1,32	6,34	197,12	30,00	16,01	1,08	1,05	1,05	1,69	1,69
3	1,28	6,40	191,87	66,00	32,41	1,15	5,56	1,15	1,91	1,91
4	1,28	6,40	191,87	114,00	52,41	1,21	5,56	1,21	2,01	2,01
5	1,28	6,40	191,87	162,00	72,41	1,27	5,56	1,27	2,12	2,12
6	1,28	6,40	191,87	210,00	92,41	1,34	5,56	1,34	2,23	2,23
7	1,28	6,40	191,87	258,00	112,41	1,42	5,56	1,42	2,37	2,37

Tabela 4.14. – Determinação dos parâmetros do conjunto solo/columnas de brita

No.	m_1	φ'_1	c_1	D_1	m_2	φ'_2	c_2	D_2
		[°]	[kPa]	[MPa]		[°]	[kPa]	[MPa]
1	0,38	35,22	0,00	19,30	0,40	35,37	0,00	19,89
2	0,38	35,22	0,00	19,30	0,41	35,47	0,00	20,29
3	0,40	38,23	6,60	3,75	0,48	38,46	5,75	4,31
4	0,40	38,23	6,60	3,75	0,50	38,54	5,47	4,52
5	0,40	38,23	6,60	3,75	0,53	38,61	5,20	4,76
6	0,40	38,23	6,60	3,75	0,55	38,69	4,92	5,03
7	0,40	38,23	6,60	3,75	0,58	38,76	4,65	5,32

Tabela 4.15. – Parâmetros usados no modelo

No.	γ	φ'_2	c_2	D_2	E
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]
1	17,03	35	0	20,1	13,4
2					
3					
4					
5	15,78	39	5,2	4,8	3,2
6					
7					

Para determinar o coeficiente de permeabilidade do solo homogeneizado utilizou-se o mesmo método utilizado para os drenos verticais, o Método da Permeabilidade Global Equivalente Simplificado. Os cálculos desse método são apresentados nas tabelas seguintes.

Tabela 4.16. – Dados do cálculo do k_{v_eq} para o uso de colunas de brita

Dados						
H [m]	R [m]	n	F (n)	c_v [cm ² /s]	c_h [cm ² /s]	m_v [cm ² /kg]
15	1,25	2,5	0,3808223	0,0018375	0,0018375	0,15

Tabela 4.17. – Cálculo do t para um solo sem colunas de brita

U_z	T	t [s]	t [anos]
90%	0,848	1,04E+09	33,3837239

Tabela 4.18. – Determinação do t para um solo com colunas de brita

1ª Iteração					
t [meses]	T	U_z	T_r	U_r	U
3	0,00635	8,75%	0,9144576	99%	99,25%
2ª Iteração					
2	0,004234	6,93%	0,6096384	96%	96,21%
3ª Iteração					
1,5	0,003175	6,01%	0,4572288	91%	91,48%
4ª Iteração					
1,4	0,002964	5,83%	0,42674688	89%	89,99%

Tabela 4.19. – Cálculo do k_{v_eq} para o uso de colunas de brita

U_z	T	t [meses]	c_{v_eq} [cm ² /s]	k_{v_eq} [cm/s]	k_{v_eq} [m/s]
90%	0,848	1,4	0,52579365	7,8869E-05	7,8869E-07

De seguida apresenta-se a figura 4.7., que consiste na terceira e consequentes etapas do modelo no que diz respeito ao caso 3.

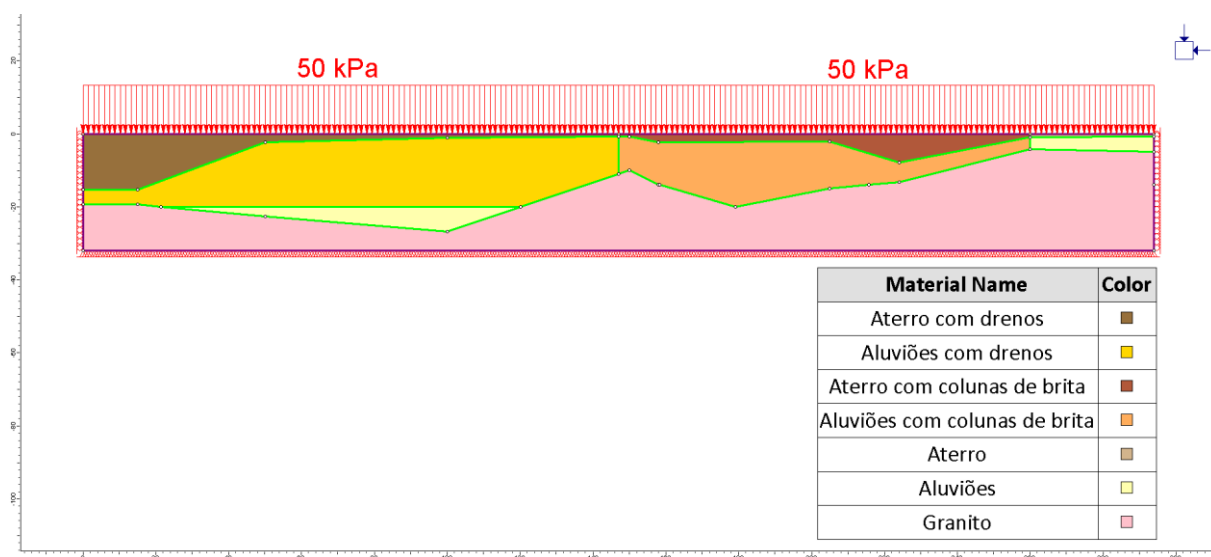


Fig. 4.7. – Terceira etapa e seguintes do modelo para o caso 3

Ao contrário da solução dos aterros de pré-carga e drenos, neste caso não só irá obter-se uns deslocamentos verticais e deslocamentos horizontais menores, como também uma aceleração do processo de consolidação.

5

RESULTADOS OBTIDOS PELO MEF

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Este capítulo irá focar-se na apresentação e análise dos resultados obtidos através do MEF do RS2 para cada um dos três casos do problema em questão. Estes resultados irão consistir em deslocamentos verticais, deslocamentos horizontais, e nos períodos de tempo em que estes ocorrem.

5.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

5.2.1. CASO 1 E CASO 2

5.2.1.1. Considerações gerais

Para os dois primeiros casos em análise irá apresentar-se os resultados em simultâneo, pois tal como foi dito no capítulo anterior, os resultados destes serão idênticos no que diz respeito ao valor dos deslocamentos horizontais e verticais. A única diferença será que estes ocorrerão em períodos de tempo diferentes, sendo que para o caso 2 estes serão menores.

5.2.1.2. Deslocamentos verticais – Caso 1 e 2

Começando pelos os deslocamentos verticais, apresenta-se de seguida a tabela 5.1 que inclui os resultados dos deslocamentos verticais para o ponto da superfície da zona da expansão onde ocorrem os valores máximos em função do tempo decorrido, após a aplicação da sobrecarga de 50 kPa, que representa para o primeiro caso a execução da obra, e para o segundo a aplicação do aterro de pré-carga, e consequente execução da obra, tal como foi dito anteriormente. Após essa tabela, apresenta-se a figura 5.1, que consiste no gráfico representativo desses mesmos dados, com a intenção de melhor demonstrar a evolução dos deslocamentos verticais para ambos os casos.

Tabela 5.1. – Deslocamento vertical máximo para os casos 1 e 2

Caso 1		Caso 2	
Tempo [dias]	Deslocamento Vertical [m]	Tempo [dias]	Deslocamento Vertical [m]
1	0,014	1	0,016
50	0,036	5	0,026
100	0,048	10	0,039
1000	0,135	50	0,115
2000	0,193	100	0,175
4000	0,272	300	0,288
8000	0,352	500	0,337
10000	0,373	1000	0,383
15000	0,395	1500	0,398
20000	0,402	2000	0,403
80000	0,406	4000	0,406
100000	0,406	8000	0,406

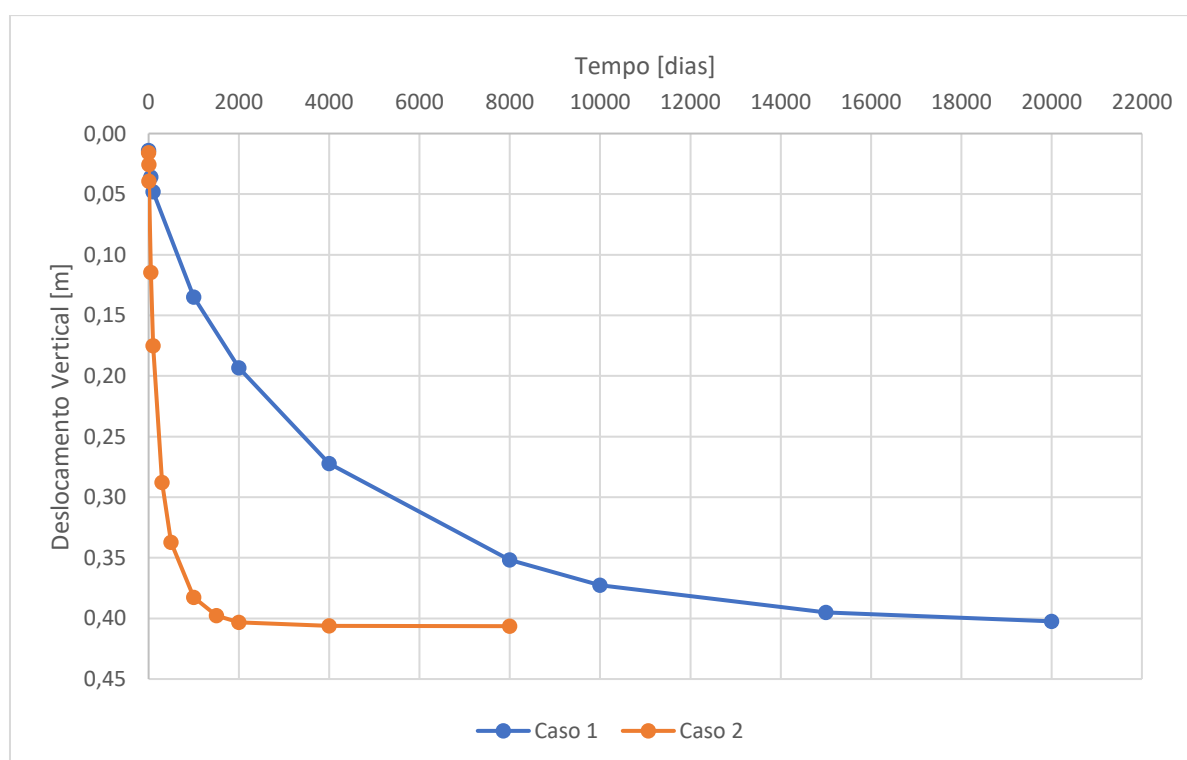


Fig. 5.1. – Evolução do deslocamento vertical máximo ao longo do tempo para os casos 1 e 2

Como se pode observar tanto na tabela 5.1. como na figura 5.1., ocorre aquilo que já se estaria à espera. Ou seja, está-se a obter valores finais para os deslocamentos verticais muito próximos, mas para períodos de tempo diferentes.

Apresenta-se de seguida a figura 5.2., que consiste na deformada obtida para os deslocamentos verticais máximos, ou seja, após o finalizar do processo da consolidação, para o caso 1 e 2. É de salientar que as linhas a verde apresentadas na figura tratam-se das fronteiras dos materiais, e estão sobrepostas à malha

deformada. Também deve ser dito que a deformada desta malha está apresentada de uma forma exagerada por um determinado fator de escala.

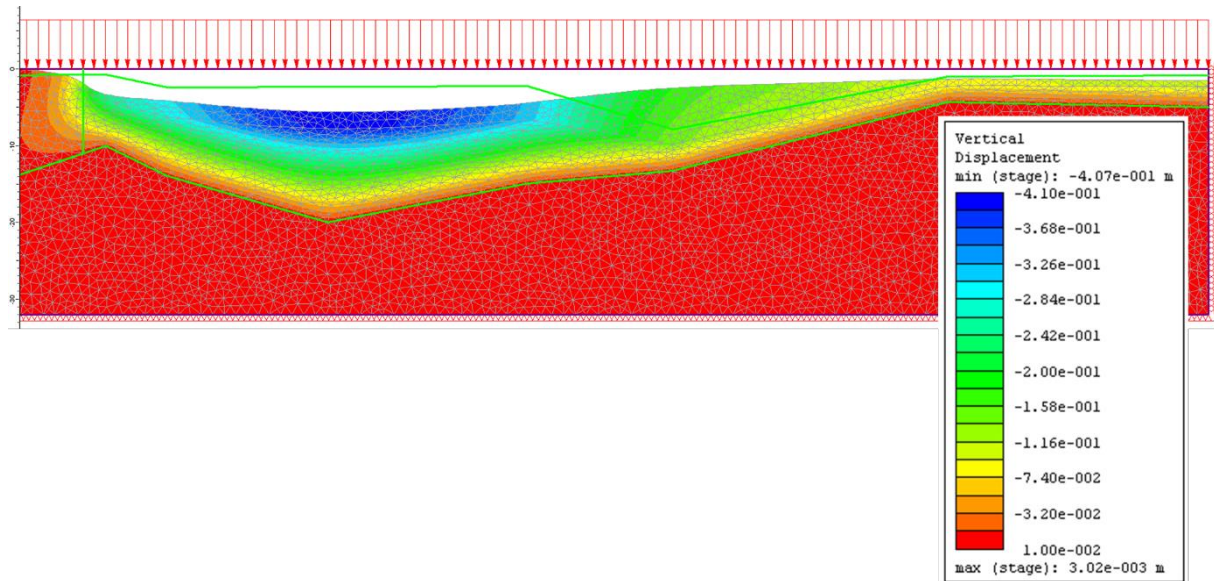


Fig. 5.2. – Deformada para o deslocamento vertical máximo para os casos 1 e 2

5.2.1.3. Deslocamentos horizontais – Caso 1 e 2

No que diz respeito aos deslocamentos horizontais começa-se por apresentar as figuras 5.3. e 5.4., que consistem, respetivamente, em gráficos que mostram o deslocamento horizontal em função da profundidade na fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão, para as diferentes fases de carregamento, para o caso 1 e 2. O deslocamento horizontal apresentado se trata do deslocamento induzido pelo carregamento da zona de expansão do terminal, ou seja, os valores apresentados não têm em consideração os deslocamentos horizontais causados pelo carregamento da zona do terminal. Há que salientar que se está a considerar um deslocamento horizontal positivo no sentido negativo do eixo dos x, ou seja, está-se a considerar um deslocamento positivo no sentido da zona da expansão do terminal para a zona do terminal existente.

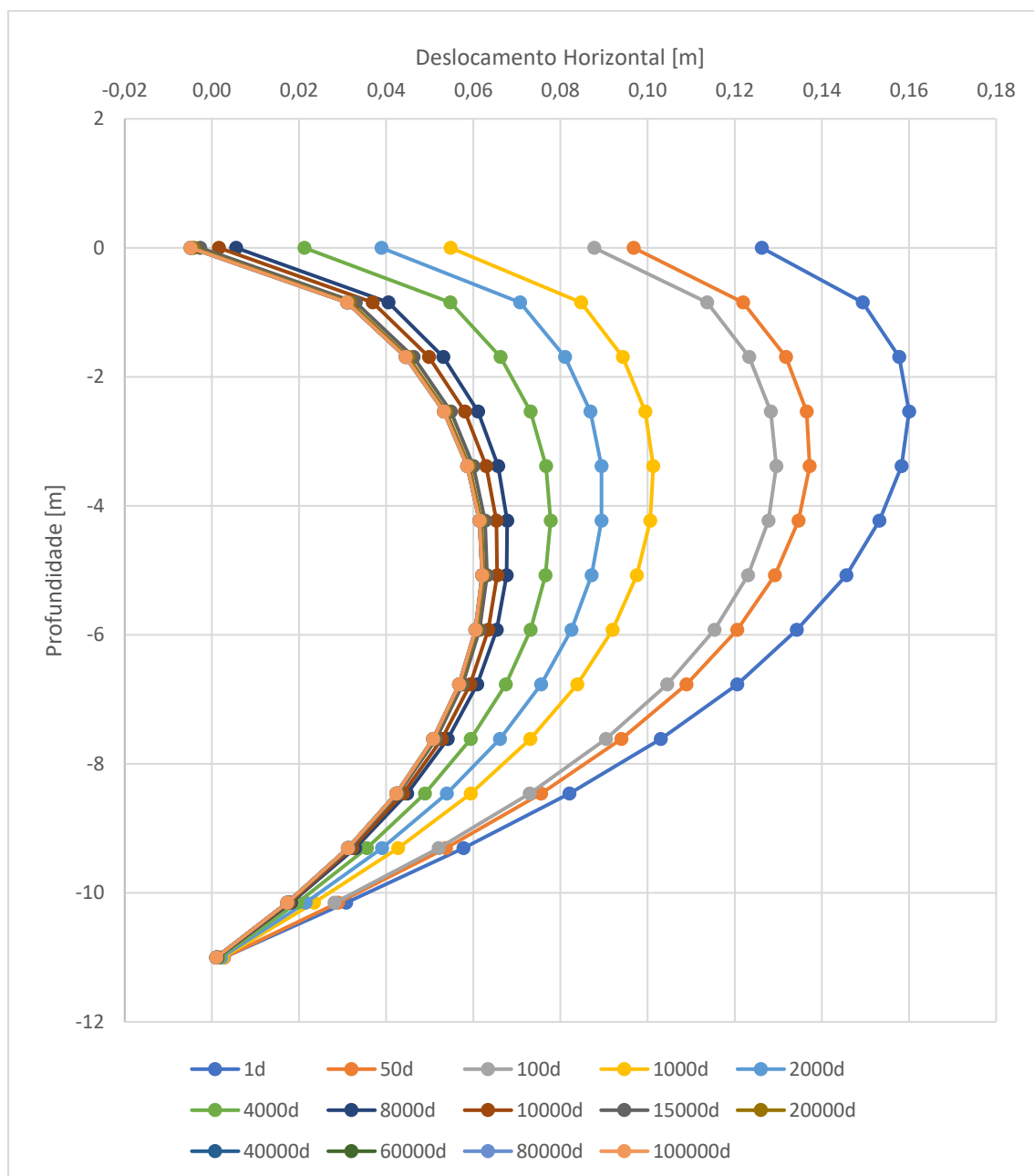


Fig. 5.3. – Evolução dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão para o caso 1

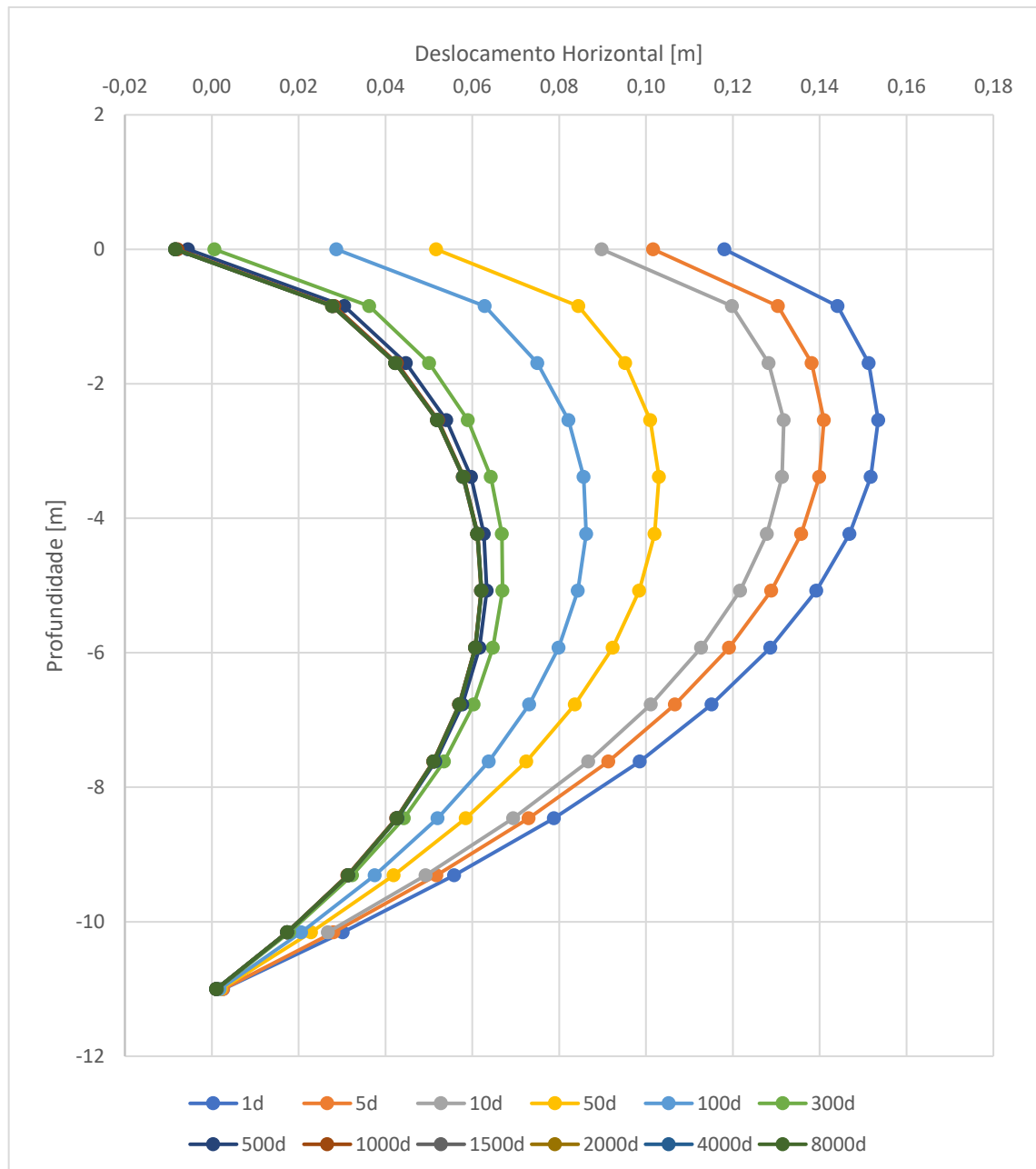


Fig. 5.4. – Evolução dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão para o caso 2

Observando as figuras 5.3. e 5.4., consegue-se concluir que, tanto para um caso como para o outro, está-se a obter os maiores valores de deslocamentos horizontais nos momentos seguintes à aplicação da sobrecarga, e que com o decorrer do tempo estes vão diminuindo, até à sua estabilização. Este comportamento justifica-se pelo facto de ao mesmo tempo que este fenómeno está a acontecer, os deslocamentos totais também estão a ocorrer. Como estes tendem a ser totalmente verticais à medida que o tempo passa, a sua componente horizontal vai diminuindo no tempo, o que provoca a tal diminuição dos deslocamentos horizontais. De modo a perceber-se melhor o que está a decorrer apresenta-se as figuras 5.5. e 5.6., que apresentam os deslocamentos totais presentes na fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão, no momento seguinte à aplicação da sobrecarga e no fim do processo da consolidação do terreno da zona da expansão, respetivamente.

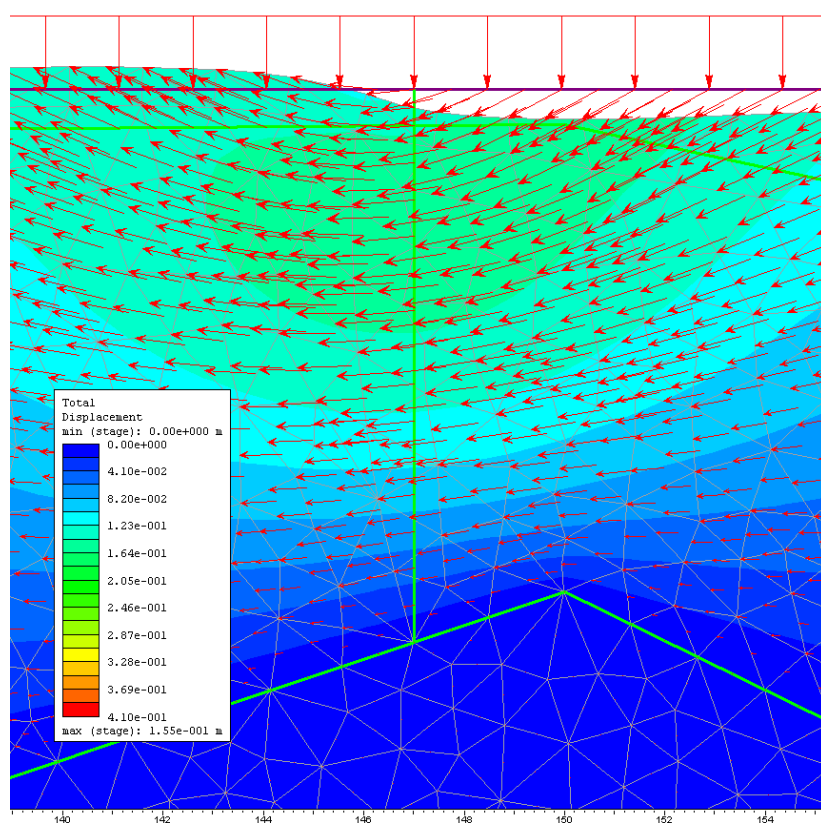


Fig. 5.5. – Deslocamentos totais observados no momento seguinte à aplicação da sobrecarga

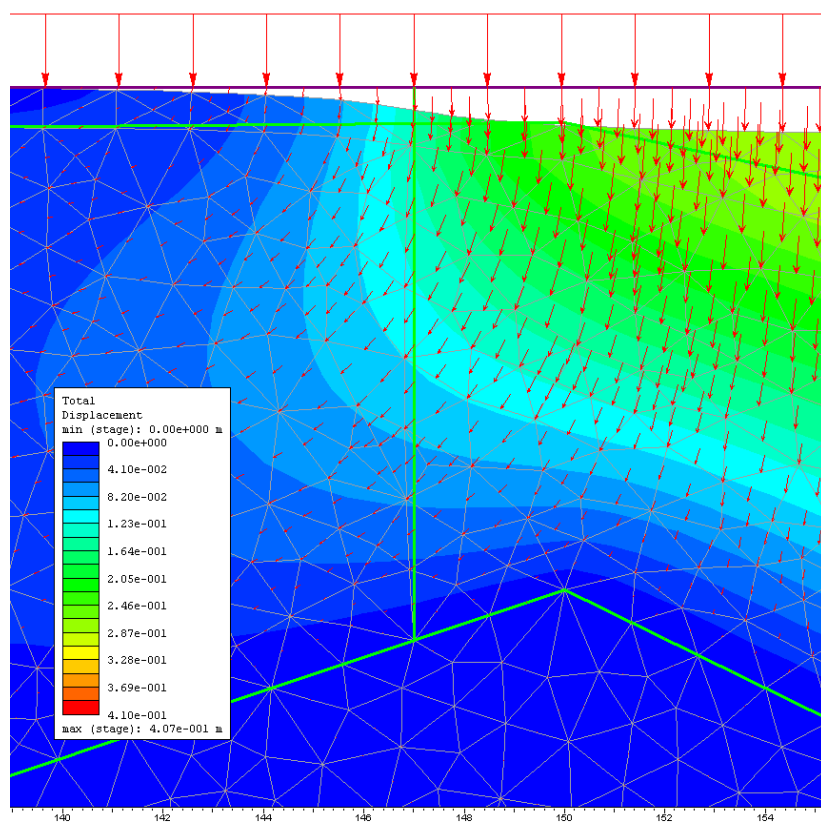


Fig. 5.6. – Deslocamentos totais observados no fim do processo da consolidação

Isto acaba também por justificar porque é que se observa inicialmente menores deslocamentos horizontais no caso 2. Como os deslocamentos verticais estão a decorrer a um maior ritmo neste último caso, ou seja, num menor período de tempo, os deslocamentos horizontais vão diminuir também mais rapidamente. Para expor melhor este ponto, apresenta-se de seguida a tabela 5.2. e a figura 5.7. que representam os deslocamentos horizontais para os casos 1 e 2 em função do tempo, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros.

Tabela 5.2. – Deslocamento horizontal para os casos 1 e 2, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros

Caso 1		Caso 2	
Tempo [dias]	Deslocamento Horizontal [m]	Tempo [dias]	Deslocamento Horizontal [m]
1	0,158	1	0,151
50	0,137	5	0,140
100	0,130	10	0,131
1000	0,101	50	0,103
2000	0,090	100	0,086
4000	0,077	300	0,065
8000	0,066	500	0,060
10000	0,063	1000	0,059
15000	0,061	1500	0,059
20000	0,060	2000	0,059
40000	0,059	4000	0,059
60000	0,059	8000	0,059

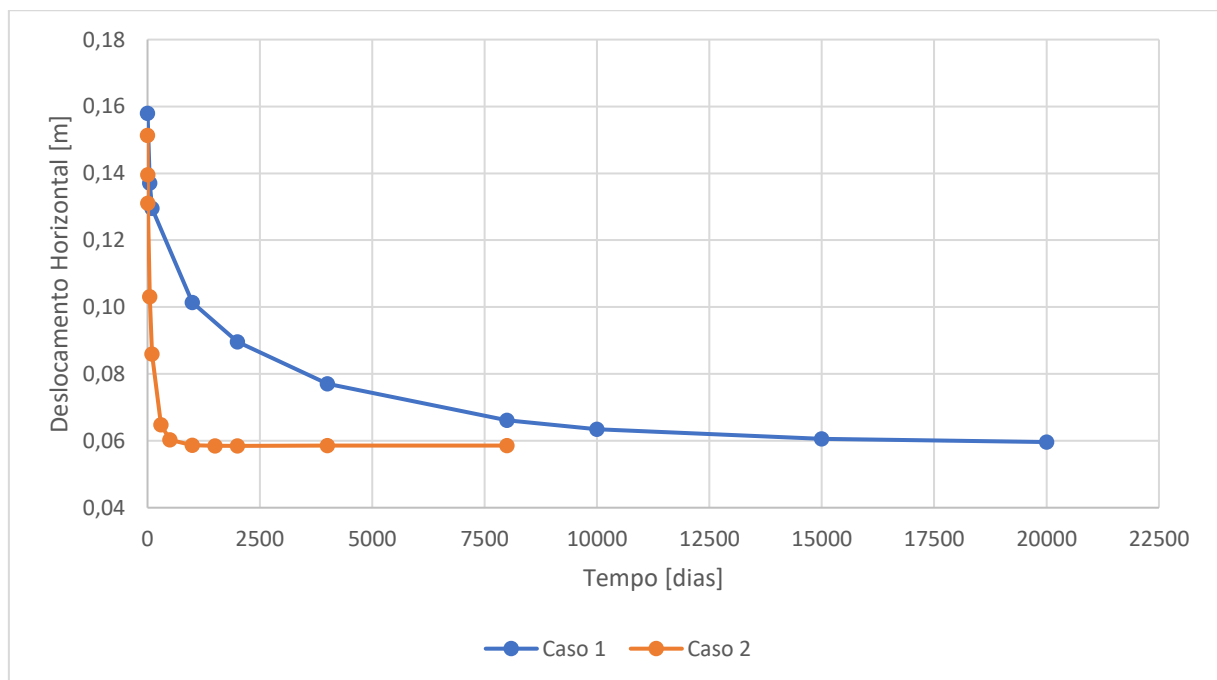


Fig. 5.7. – Evolução do deslocamento horizontal ao longo do tempo para os casos 1 e 2, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros

Analisando a figura 5.7. torna-se ainda mais evidente que o mesmo fenómeno que acontece para os deslocamentos verticais, também acontece para os deslocamentos horizontais.

Com estes resultados consegue-se comprovar aquilo que já se estaria à espera, isto é, que entre não se utilizar uma medida de melhoria das condições de fundação, e a solução de aplicação de aterros de pré-carga e drenos verticais, o efeito que se irá sentir no terreno do terminal já construído será o mesmo, mas para umas durações de tempo diferentes. Para obter uns menores deslocamentos verticais e horizontais, ou seja, um menor efeito sobre o terreno do terminal já construído, ter-se-ia que optar por outro tipo de solução. Uma dessas soluções é a execução de colunas de brita, que é o caso que se irá analisar a seguir.

5.2.2. CASO 3

5.2.2.1. Considerações gerais

Para este último e terceiro caso o mesmo tipo de resultados foi obtido, e será o que se irá apresentar de seguida.

5.2.2.2. Deslocamentos verticais – Caso 3

Primeiro, no que diz respeito aos deslocamentos verticais, tal como foi dito anteriormente, será de esperar uns menores deslocamentos verticais, como também uma aceleração dos mesmos. De modo a mostrar este fenómeno, apresenta-se de seguida, tal como foi feito para os casos anteriores, a tabela 5.3. e a figura 5.8. que incluem os resultados para estes deslocamentos verticais, para o ponto da superfície da zona da expansão onde se observam os deslocamentos máximos.

Tabela 5.3. – Deslocamento vertical máximo para o caso 3

Caso 3	
Tempo [dias]	Deslocamento Vertical [m]
1	0,010
5	0,017
10	0,026
50	0,076
100	0,112
300	0,162
500	0,178
1000	0,189
2000	0,192
4000	0,193
6000	0,193
6500	0,193

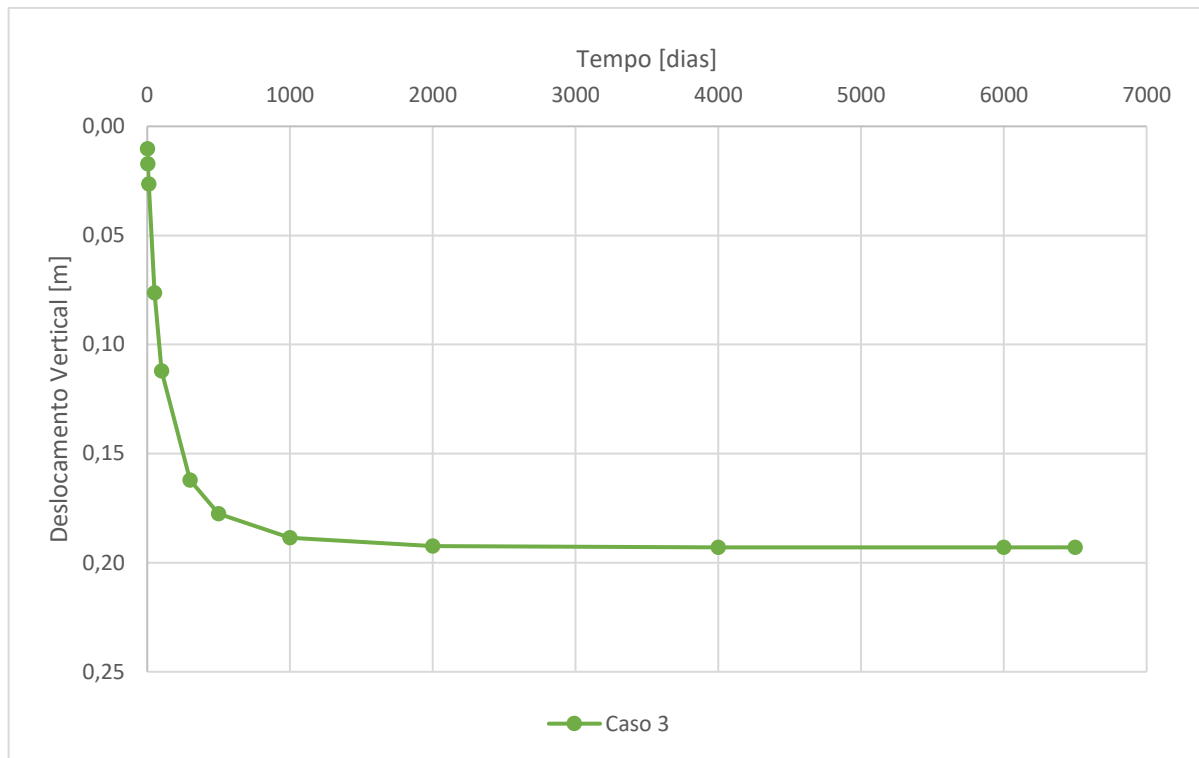


Fig. 5.8. – Evolução do deslocamento vertical máximo para o caso 3

Observando a tabela 5.3. e a figura 5.8. conclui-se que, tal como seria de esperar, obtém-se um deslocamento vertical inferior aos casos anteriores.

De seguida apresenta-se a figura 5.9., que consiste na deformada obtida para os deslocamentos verticais máximos, ou seja, após o finalizar o processo da consolidação, para o caso 3. Tal como para a figura 5.2., as linhas a verde representam as fronteiras dos materiais, estando sobrepostas à malha deformada, e esta está apresentada de uma forma exagerada por um determinado fator de escala.

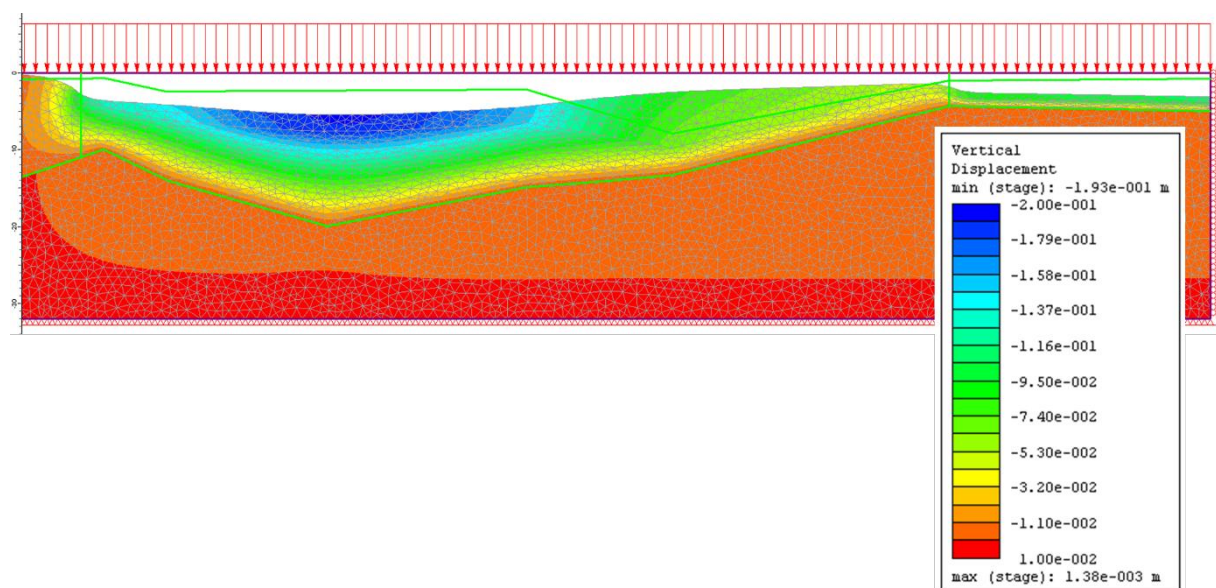


Fig. 5.9. – Deformada para o deslocamento vertical máximo para o caso 3

5.2.2.3. Deslocamentos horizontais – Caso 3

Passando agora a discutir os resultados para os deslocamentos horizontais, apresenta-se de seguida, e tal como foi feito para os casos 1 e 2, a figura 5.10., que consiste num gráfico que inclui os resultados do deslocamento horizontal em função da profundidade, para as diferentes fases de carregamento. Também como para os casos 1 e 2, o deslocamento horizontal apresentado se trata do deslocamento induzido pelo carregamento da zona de expansão do terminal, ou seja, os valores apresentados não têm em consideração os deslocamentos horizontais causados pelo carregamento da zona do terminal.

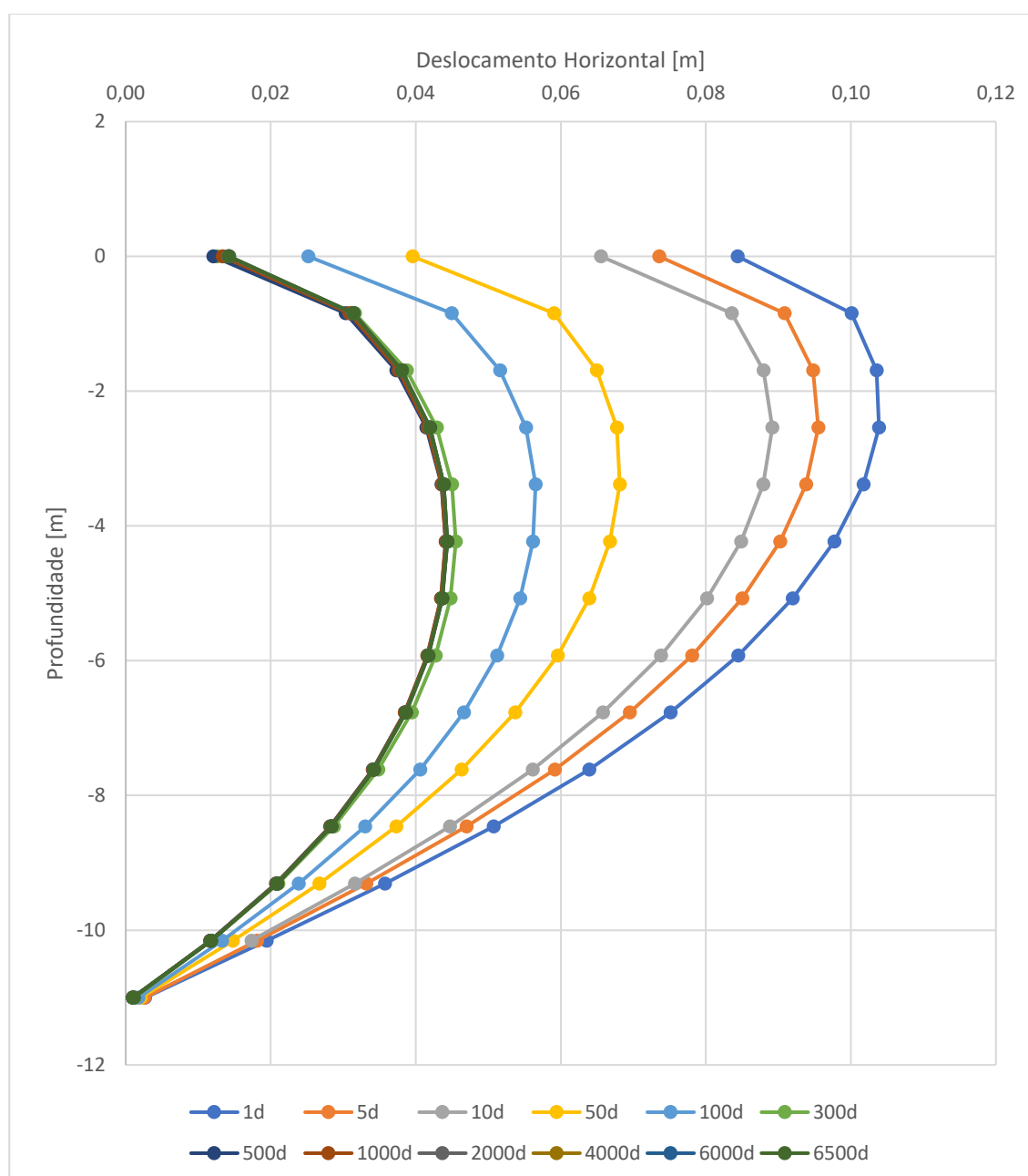


Fig. 5.10. – Evolução dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão para o caso 3

Analisando a figura 5.10. consegue-se perceber que, tal como acontece nos casos anteriores, obtém-se o maior valor para o deslocamento horizontal nos momentos seguintes à aplicação da sobrecarga, e que este diminui com o passar do tempo, sendo que isto justifica-se pela mesma razão dos casos anteriores. Mas uma pequena diferença neste caso é que, pelo facto de ocorrerem deslocamentos verticais inferiores, o diminuir dos deslocamentos horizontais também será inferior, comparando com os casos 1 e 2. De modo a perceber-se melhor este facto apresenta-se de seguida a tabela 5.4. e a figura 5.9. que incluem os resultados para os deslocamentos horizontais em função do tempo, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros.

Tabela 5.4. – Deslocamento horizontal para o caso 3, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros

Caso 3	
Tempo [dias]	Deslocamento Horizontal [m]
1	0,101
5	0,093
10	0,088
50	0,068
100	0,057
300	0,045
500	0,044
1000	0,044
2000	0,044
4000	0,044
6000	0,044
6500	0,044

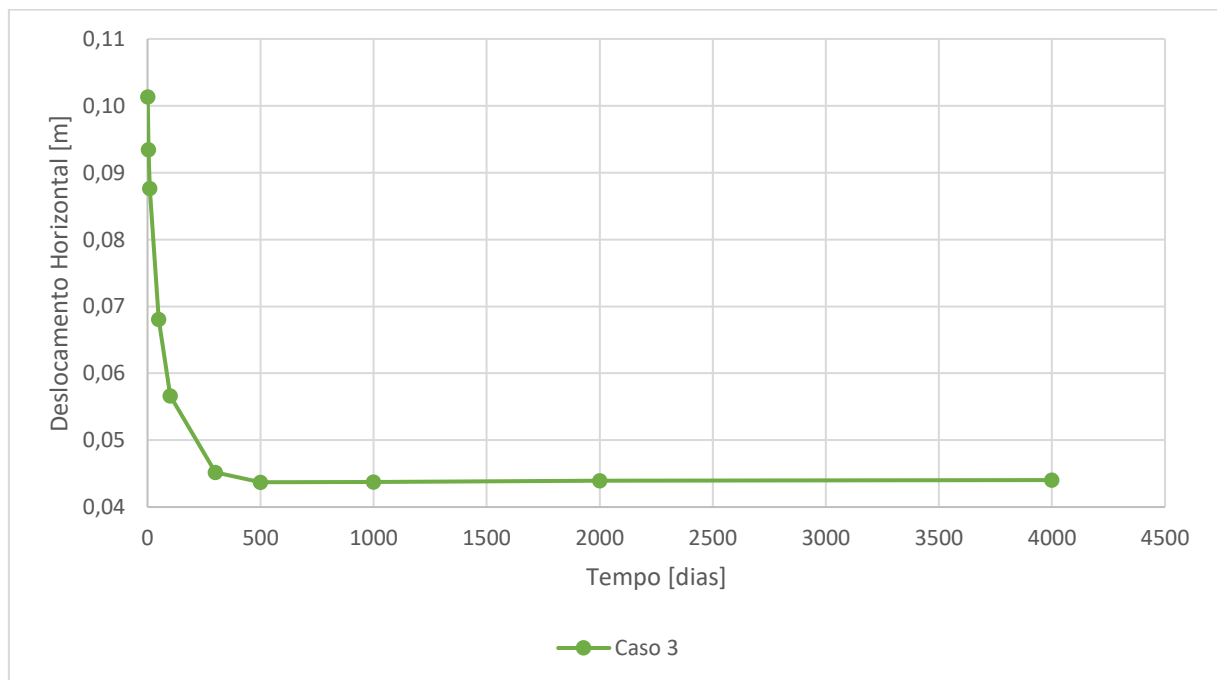


Fig. 5.11. – Evolução dos deslocamentos horizontais ao longo do tempo para o caso 3, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros

Observando a tabela 5.4. e a figura 5.11. consegue-se perceber que neste caso ocorre uma diferença de cerca de 5 cm entre o valor inicial e o valor final, sendo que para os casos 1 e 2 ocorre uma diferença de cerca de 10 cm.

5.2.3. COMPARAÇÃO DIRETA DOS 3 CASOS

Com intenção de resumir os diferentes resultados para os três casos a analisar, apresenta-se de seguida as figuras 5.12. e 5.13., que consistem, respetivamente, nos gráficos para os deslocamentos verticais e horizontais em função do tempo, para o ponto da superfície onde ocorrem os deslocamentos verticais máximos e para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros, respetivamente.

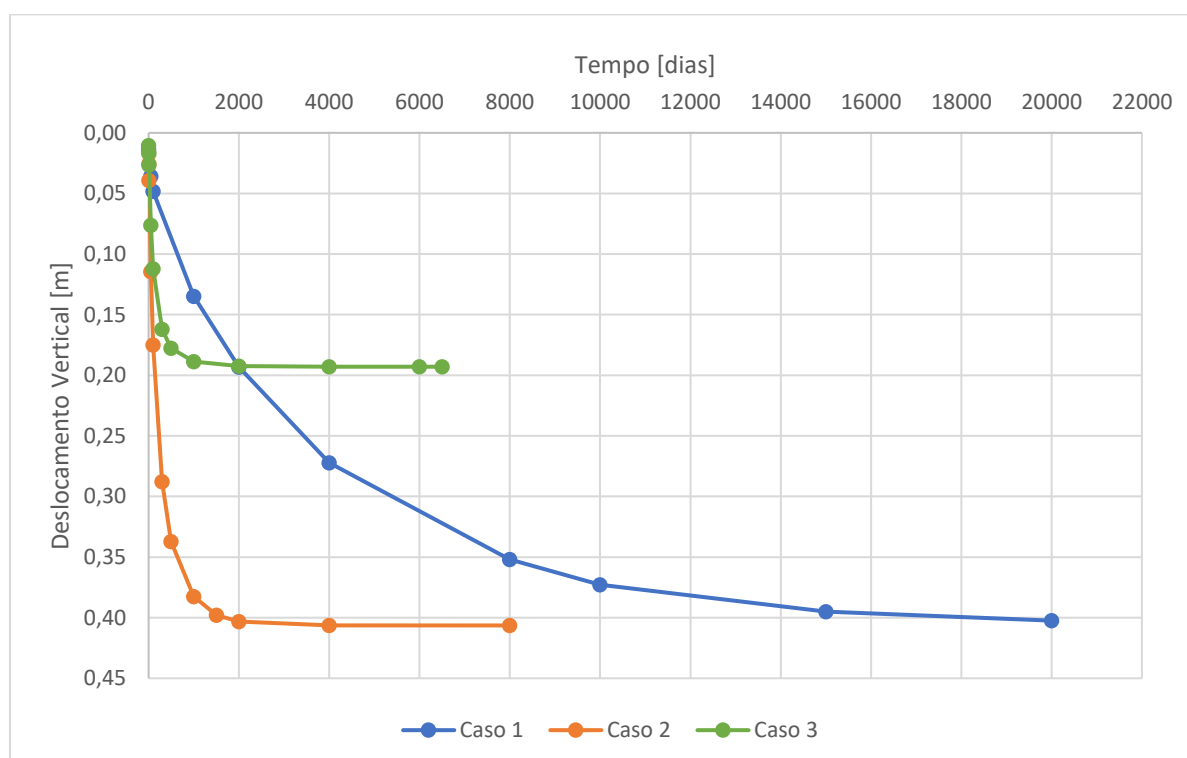


Fig. 5.12. – Evolução do deslocamento vertical máximo ao longo do tempo para os casos 1, 2 e 3

Tal como se pode observar na figura 5.12., para a solução das colunas de brita tanto consegue-se uma diminuição dos deslocamentos verticais para cerca de metade, como também se consegue acelerar a consolidação, para uns períodos de tempo idênticos à solução dos aterros de pré-carga.

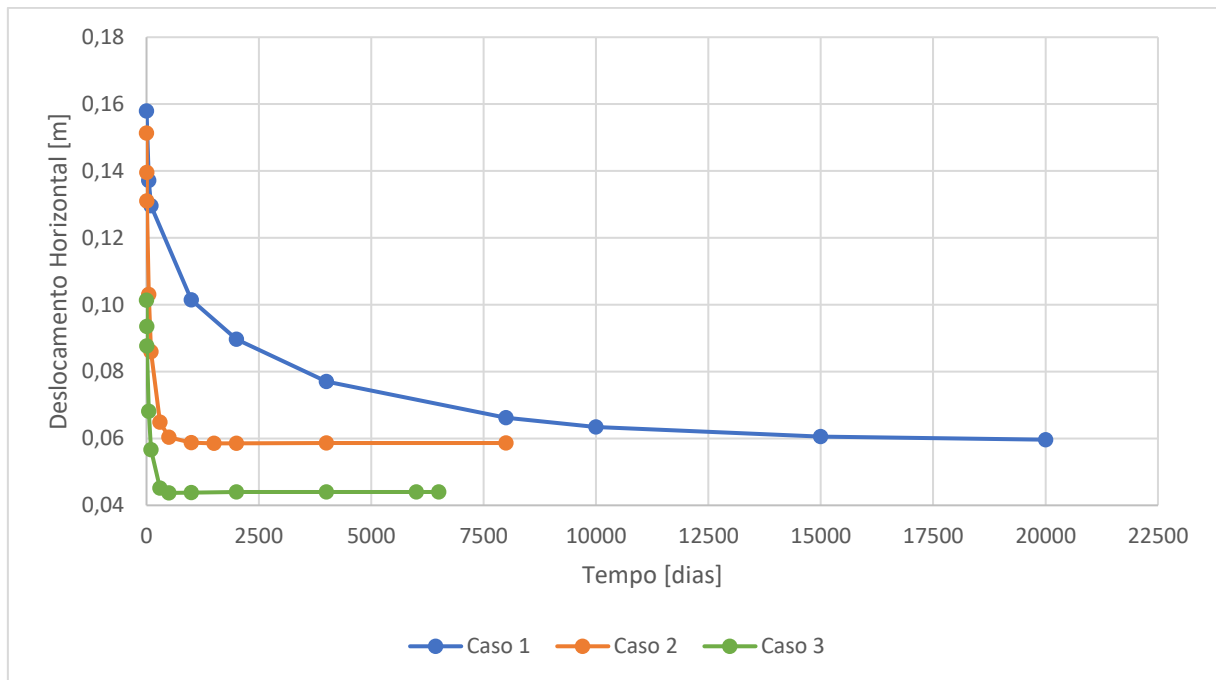


Fig. 5.13. – Evolução do deslocamento horizontal ao longo do tempo para os casos 1, 2 e 3, para um ponto da fronteira entre o terminal de contentores e a sua expansão a uma profundidade de 3 metros

Para os deslocamentos horizontais consegue-se perceber que, tal como para os deslocamentos verticais, a solução das colunas de brita será a que permite obter uns menores deslocamentos, ao contrário da solução dos aterros de pré-carga associados a drenos verticais, que só permite que estes ocorram num menor período de tempo.

5.3. MEDIDAS A TOMAR NO FUTURO

Posto esta análise de resultados, dá para perceber que tipo de fenómenos irão ocorrer no terreno do terminal de contentores devido a execução da sua expansão, e às possíveis medidas de melhoramento de solo. Os deslocamentos horizontais que ocorrem na fronteira entre o terminal e a sua expansão serão preocupantes, pois, tal como foi dito em capítulos anteriores, esta é uma zona onde estão localizadas as fundações das vigas de rolamento, onde descarregam os pórticos rolantes usados para o movimento de contentores. Seria de uma maior importância tentar diminuir estes deslocamentos, sendo que uma das soluções já estudadas nesta dissertação serviria para esta diminuição. Essa solução seria a execução de colunas de brita, sendo que seria necessário aumentar a densidade de colunas perto da fronteira, de modo a diminuir o máximo possível os deslocamentos. Uma outra medida a tomar poderia ser o aplicar da mesma solução do lado do terminal da fronteira, diminuindo ainda mais os deslocamentos, mas isso não seria possível devido à presença da obra já construída. Por fim, como as estacas que servem de fundação das vigas de rolamento, onde descarregam os pórticos rolantes usados para o movimento de contentores, têm uma rigidez diferente do terreno onde estão presentes, também se deveria proceder a uma análise de interação entre estas e o terreno, de modo a avaliar a sua deformada e esforços.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES

O presente trabalho foi elaborado com o objetivo de analisar que tipo de fenômenos é que o processo de consolidação de um terreno vizinho poderá provocar num terreno já consolidado e onde já existe construção, tendo em conta as diferentes medidas de melhoramento de condições de fundação possíveis.

Da análise dos diferentes casos apresentados pode-se concluir que, apesar das suas diferenças, os três casos causam os mesmos tipos de fenômenos no terreno vizinho. A diferença está nos valores que estes fenômenos tomam, e o tempo necessário para a sua implementação.

Observando os resultados do caso 1, onde não se aplica nenhuma medida de melhoramento de condições de fundação, pode-se claramente concluir que, devido ao tempo necessário para a ocorrência dos deslocamentos verticais na zona da expansão, e dos deslocamentos horizontais na fronteira entre o terminal e a sua expansão, será necessário admitir uma das medidas apresentadas.

Para a medida que consiste na aplicação de aterros de pré-carga e drenos verticais, e que corresponde ao caso 2, pode-se concluir que, como já seria de esperar dada a sua natureza, esta não irá mitigar nenhum dos deslocamentos induzidos pelo carregamento na zona da expansão do terminal, mas só irá acelerar o processo.

Por último, para o caso 3, que consiste na execução de colunas de brita, pode-se concluir que este será o mais favorável, porque não só permite obter uns valores mais baixos nos deslocamentos induzidos pelo carregamento da zona de expansão do terminal, como também permite uma aceleração do processo dos mesmos. Portanto pode-se concluir que esta solução atribui uma rigidez vertical “imediata”, o que será importante para manter o funcionamento dos pórticos rolantes usados no movimento dos contentores. Esta medida ainda tem o benefício de poder ser usada na mitigação destes deslocamentos, fazendo uma pequena alteração na zona pretendida.

6.2 TRABALHOS FUTUROS

O estudo deste tipo de fenômenos não termina aqui, pois ainda é possível realizar o mesmo tipo de análise recorrendo a outros métodos, admitir casos mais desfavoráveis, e ainda efetuar uma análise mais profunda.

Algumas das decisões tomadas durante o processo da modelação do problema poderão de alguma forma afetar os resultados obtidos. Um exemplo destas decisões poderá ser a escolha do tipo de modelo em que se efetua a análise, sendo que o modelo escolhido para este trabalho foi o de Mohr-Coulomb, poderá

ser interessante analisar o mesmo problema através de um outro método disponível, como por exemplo o Cam-Clay.

Também poderá admitir-se para as mesmas medidas de melhoramento das condições de fundação casos mais desfavoráveis. Uma possibilidade será o retirar da sobrecarga aplicada na zona do terminal já construído, sendo que para este caso seria necessário considerar um módulo de deformabilidade de descarga diferente do de carga, sendo que no caso do programa *RS2* esta possibilidade está implementada no modelo de Duncan-Chang.

Posto isto poderá também ser interessante analisar diferentes soluções possíveis de mitigar os fenómenos provocados pelo processo de consolidação no terreno vizinho, como por exemplo o aumentar da densidade do número de colunas de brita na zona pretendida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] APDL – Características (<http://www.apdl.pt/caracteristicas/cais-e-terminais>). 23/3/2017.
- [2] APDL – Estatísticas (<http://www.apdl.pt/estatisticas>). 23/3/2017.
- [3] APDL – Relatório e Contas, 2014 (<http://www.apdl.pt/contas2014/index.html>). 23/3/2017.
- [4] Bowles, J.E., *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill, 1995.
- [5] Fernandes, M., *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais*. Volume 1, FEUP edições, Porto, 2006.
- [6] GEG, *Ampliação do Terminal de Contentores Sul – Estudo Prévio*, 2008.
- [7] Perloff, William H., *Soil Mechanics: Principles and Applications*. Ronald Press Co., 1975.
- [8] Priebe, H.J., *The Design of vibro replacement*. Ground Engineering, December, pp. 31 - 37.
- [9] PROMAN, *DT 412.03 – Resultados da Prospeção Geotécnica*, 1985.
- [10] Robertson, P.K., *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 1990.
- [11] Robertson, P.K., *Interpretation of cone penetration tests – a unified approach*. 10/11/2009.
<http://www.cpt-robertson.com> (<http://www.cpt-robertson.com/doc/view?docid=xurdL7UacZ>).
29/11/2016.

